



Diogo Rafael Pantoja Amaral

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Dimensionamento sísmico de um edifício porticado de betão armado

Alternativa ao dimensionamento tradicional

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Rui Pedro César Marreiros, Professor Auxiliar, FCT UNL

Co-orientador: António Manuel Pinho Ramos, Professor Auxiliar, FCT UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Armando Antão

Arguente: Prof. Doutora Ana Rita Gião

Vogal: Prof. Doutor Rui Marreiros



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Outubro de 2015

“Copyright” Diogo Rafael Pantoja Amaral, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Após a conclusão de todo o trabalho desenvolvido na presente dissertação não poderia deixar de agradecer a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a sua concretização.

Agradeço aos meus orientadores Professor Rui Marreiros e Professor António Pinho Ramos, pela oportunidade, paciência e disponibilidade concedidas no acompanhamento deste trabalho.

Um agradecimento especial aos meus pais, que me proporcionaram a oportunidade de frequentar e concluir o curso que sempre desejei e me apoiaram incansavelmente durante toda a vida.

À Patrícia pela paciência, apoio e ajuda em todos os momentos.

Aos meus amigos de longa data que sempre são a mão que nos puxa para cima e aos, não menos importantes, João Igreja, Vanessa Aleixo e Inês Pires que proporcionaram, e espero que continuem a proporcionar, dos melhores momentos de desconpressão que se podem querer durante a realização do curso.

Resumo

Na presente dissertação estuda-se o dimensionamento sísmico de um edifício porticado de betão armado com recurso a uma alternativa ao dimensionamento tradicional, considerando que cada pilar só contribui para a resistência sísmica numa direção, evitando assim o dimensionamento de pilares à flexão desviada e otimizando a quantidade de aço em armaduras longitudinais necessária.

É inicialmente dimensionado um edifício porticado de 4 pisos regular tanto em planta como em altura, com recurso a uma análise modal, respeitando os regulamentos em vigor. Seguidamente, adotando o conceito de elementos secundários, é disposta uma metodologia alternativa que resulta na dispensa do cálculo da flexão desviada no dimensionamento dos pilares.

Como forma de validação dos dois processos de dimensionamento referidos, são executadas análises *pushover* a ambos os modelos, permitindo uma avaliação dos desempenho estrutural destes.

Pôde concluir-se, com a execução da análise *pushover*, que ambas as metodologias estudadas cumprem as exigências do EC8 para esta análise, pelo que apresentam um bom desempenho sísmico.

Palavras chave:

dimensionamento sísmico, flexão desviada, pilares, elementos secundários, análise *pushover*.

Abstract

Seismic design of a reenforced concret frame building - Alternative methodology

This thesis presents the study of a reinforced concrete frame building seismic design using an alternative procedure, where each column resists only in one direction, avoiding the need to design for biaxial bending and optimizing the amount of steel required for longitudinal reinforcement.

Initially, a four-storey building, regular in both plant and height, is designed with a modal response spectrum analysis, according to the codes. Then, adopting the secondary elements concept, is proposed an alternative methodology that makes the biaxial bending calculation unnecessary to the columns design.

In order to validate the design according with the mentioned procedures, pushover analyses are performed to both models, allowing an assessment of their structural performance.

It has been concluded, with the pushover analysis, that both methods fulfill the EC8 demands for these analysis, having an acceptable seismic performance.

Keywords:

seismic design, biaxial bending, columns, secondary elements, pushover analysis.

Índice de Matérias

Índice de Matérias	ix
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xv
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xvii
1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objetivos da Dissertação	2
1.3 Estrutura da Dissertação	2
2 Métodos de análise sísmica segundo o EC8	3
2.1 Introdução	3
2.2 Método de análise por forças laterais	3
2.2.1 Período fundamental e corte basal	4
2.2.2 Distribuição das forças sísmicas horizontais	5
2.2.3 Efeitos da torção	6
2.3 Análise modal por espectro de resposta	6
2.3.1 Combinação das respostas modais	6
2.3.2 Efeitos da torção	7
2.4 Análise estática não linear (<i>pushover</i>)	7
2.4.1 Método N2 de acordo com o EC8	8
2.4.1.1 Primeiro passo - Análise <i>Pushover</i>	8
2.4.1.2 Segundo passo - Transformação em sistema <i>SDOF</i>	9
2.4.1.3 Terceiro passo - Determinação do deslocamento-alvo	10
2.5 Análise (dinâmica) temporal não linear	11
2.5.1 Ação imposta	11
3 Descrição geral do edifício em análise	13

3.1	Introdução	13
3.2	Caracterização do edifício e envolvente	13
3.2.1	Materiais	13
3.2.2	Determinação das dimensões dos elementos estruturais	13
3.3	Definição das ações e combinações de ações	15
3.3.1	Definição das ações verticais	15
3.3.2	Definição da ação sísmica	16
3.3.2.1	Zonamento sísmico	16
3.3.2.2	Espectro de resposta elástica horizontal	17
3.3.2.3	Espectro de cálculo para resposta elástica	19
3.3.3	Definição de combinação de ações	20
4	Dimensionamento do edifício com base na análise modal	23
4.1	Introdução	23
4.2	Dimensionamento do edifício segundo o modelo base	23
4.2.1	Dimensionamento das armaduras das vigas	23
4.2.1.1	Armaduras longitudinais	23
4.2.1.2	Armaduras de esforço transversal	24
4.2.2	Dimensionamento das armaduras dos pilares	25
4.2.2.1	Imperfeições geométricas	25
4.2.2.2	Efeitos de segunda ordem na presença de esforço axial	25
4.2.2.3	Armaduras longitudinais	28
4.2.2.4	Armaduras de esforço transversal	30
4.2.3	Condições de ductilidade global e local	30
4.3	Dimensionamento do edifício pelo método alternativo	30
4.3.1	Elementos secundários	31
4.3.2	Dimensionamento de armaduras	31
4.4	Modelação do edifício para análise modal	32
4.4.1	Modelação dos materiais	32
4.4.2	Modelação dos elementos estruturais	32
4.4.2.1	Modelação das fundações	32
4.4.2.2	Definição de secções	32
4.4.2.3	Definição de restrições dos elementos de barra	32
4.4.2.4	Modelação das lajes	34
4.4.3	Modelação das ações	34
4.5	Apresentação e análise de resultados	35
4.5.1	Comparação da quantidade de aço utilizado	42
5	Aplicação do método N2 de acordo com o EC8	43
5.1	Introdução	43
5.2	Modelação do edifício para análise <i>pushover</i>	43
5.2.1	Modelação dos materiais	43
5.2.2	Modelação dos elementos estruturais	44
5.2.2.1	Modelação das fundações	44
5.2.2.2	Definição de secções	44
5.2.2.3	Modelação dos elementos de barra e das lajes	44
5.2.2.4	Consideração da fendilhação nos elementos estruturais	44
5.2.2.5	Rótulas Plásticas	45

5.2.3	Ações impostas	46
5.3	Apresentação e análise de resultados	47
5.3.1	Curvas de capacidade resistente	47
5.3.1.1	Formação de rótulas plásticas	48
5.3.1.2	Discussão quanto à consideração da fendilhação nos elementos estruturais	57
6	Conclusões e desenvolvimentos futuros	61
6.1	Conclusões	61
6.2	Desenvolvimentos futuros	62
	Bibliografia	63
A	Dimensionamento dos elementos estruturais	65
A.1	Vigas	65
A.2	Pilares	69
B	Resultados da verificação de condições de ductilidade global	75
C	Caracterização das rótulas plásticas	77
D	Determinação do deslocamento-alvo da análise <i>pushover</i>	83

Índice de Figuras

2.1	Relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica (extraído de EC8)	10
3.1	Planta de piso genérico	14
3.2	Zonamento sísmico em Portugal Continental (extraída de EC8)	16
3.3	Espetros de resposta elástica	18
3.4	Espetros de cálculo para resposta elástica	20
4.1	Restrições dos elementos de barra para o MA	33
4.2	Redução das características resistentes das secções elásticas	34
4.3	Função do espectro de resposta de cálculo tipo 1 no <i>SAP2000</i> [1]	35
4.4	Esforços (momento fletor) devido a um sismo na direção x	35
4.5	Esforços (momento fletor) devido a um sismo na direção y	36
4.6	Pormenorização da secção do pilar P1-1.i do modelo base	39
4.7	Nomenclatura das secções das vigas	42
4.8	Quantidade de aço utilizado nas armaduras longitudinais	42
5.1	Secção definida em <i>Section Designer</i>	44
5.2	<i>Hinge properties</i> - Tipo de rótula	45
5.3	<i>Hinge properties</i> - Características da rótula	46
5.4	<i>Hinge properties</i> - Valores Momento-Curvatura	46
5.5	Curvas de capacidade e deslocamentos alvo	48
5.6	Gráfico genérico de etapas da curva de capacidade	48
5.7	MB - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{accel}	49
5.8	MB - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{mode}	50
5.9	MB - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{accel}	51
5.10	MB - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{mode}	52
5.11	MA - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{accel}	53
5.12	MA - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{mode}	54
5.13	MA - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{accel}	55
5.14	MA - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{mode}	56

Índice de Figuras

5.15	MA - Força de corte basal e momentos nas rótulas <i>vs</i> deslocamento no nó de controlo	58
5.16	Curvas de capacidade para observação da influência da fendilhação	59
C.1	Características de rótula de pilar	77
C.2	Características das rótulas plásticas das vigas	80
C.3	Nomenclatura das secções das vigas	80

Índice de Tabelas

3.1	Características resistentes dos materiais utilizados	14
3.2	Dimensões das secções das vigas	15
3.3	Caraterísticas dos sismos	18
3.4	Coeficientes de combinações	21
4.1	Períodos e rácios de participação modal	37
4.2	Reações na base	37
4.3	Coeficientes sísmicos máximos	37
4.4	Armaduras de pilares - MB	38
4.5	Armaduras de pilares - MA	39
4.6	Armaduras de vigas - MB	40
4.7	Armaduras de vigas - MA	41
5.1	Corte basal e deslocamentos característicos	47
A.1	Dimensionamento de vigas - Parte 1	66
A.2	Dimensionamento de vigas - Parte 2	67
A.3	Dimensionamento de vigas - Parte 3	68
A.4	Dimensionamento de pilares - Parte 1	70
A.5	Dimensionamento de pilares - Parte 2	70
A.6	Dimensionamento de pilares - Parte 3	71
A.7	Dimensionamento de pilares - Parte 4	71
A.8	Dimensionamento de pilares - Parte 5	72
A.9	Dimensionamento de pilares - Parte 6	72
A.10	Dimensionamento de pilares - Parte 7	73
B.1	Condições de ductilidade global em pórticos na direção x	75
B.2	Condições de ductilidade global em pórticos na direção y	76
C.1	Relação entre pontos das rótulas plásticas dos pilares (função de M_E e ϕ_E) . . .	77
C.2	Característica das rótulas plásticas dos pilares - MB	78
C.3	Característica das rótulas plásticas dos pilares - MA	79

Índice de Tabelas

C.4	Relação entre pontos das rótulas plásticas das vigas (função de M_E , M_{-E} , ϕ_E e ϕ_{-E})	80
C.5	Característica das rótulas plásticas das vigas - MB	81
C.6	Característica das rótulas plásticas das vigas - MA	82
D.1	Determinação das forças laterais normalizadas para o MB	84
D.2	Determinação do deslocamento-alvo - MB	84
D.3	Determinação das forças laterais normalizadas para o MA	85
D.4	Determinação do deslocamento-alvo - MA	85

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

CQC	Combinação quadrática completa
CQP	Combinação quase-permanente
CSC	Combinação fundamental
CST1X	Combinação da ação sísmica tipo 1 na direção x
CST1Y	Combinação da ação sísmica tipo 1 na direção y
EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
MA	Modelo alternativo
MB	Modelo base
MDOF	Múltiplos graus de liberdade
SDOF	Um grau de liberdade
SRSS	Combinação raiz quadrada da soma dos quadrados

Símbolos

A_{Ed}	valor de cálculo da ação sísmica
A_{Ek}	valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
A_s	área de armadura longitudinal tracionada
A_{sw}	área de armadura de esforço transversal
d^*	deslocamento do sistema equivalente a um grau de liberdade
d_{et}^*	deslocamento elástico do sistema equivalente a um grau de liberdade

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

d_m^*	deslocamento correspondente à criação de mecanismo plástico
d_n	deslocamento no nó de controlo do sistema de n graus de liberdade
d_t^*	deslocamento-alvo do sistema equivalente a um grau de liberdade
d_t	deslocamento-alvo do sistema com n graus de liberdade
d_y^*	deslocamento limite de plasticidade do sistema idealizado
e_{ai}	excentricidade accidental da massa do piso i
E_{cd}	módulo de cálculo de elasticidade do betão
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
E_d	valor de cálculo do efeito das ações
E_E	valor máximo do valor da ação sísmica
E_m^*	energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico
F_b	força de corte basal
f_{ck}	valor característico da resistência à compressão do betão
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
F_i	força aplicada ao grau de liberdade i
$F_{v,Ed}$	carga vertical total no elemento
F_y^*	força de cedência do sistema idealizado
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transversal
G_k	valor característico de uma ação permanente
g	aceleração da gravidade
H	altura do edifício desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida
k	número de modos considerados
k_d	coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l	comprimento ou altura do elemento
l_0	comprimento efetivo do elemento isolado
L_e	distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada

L_i	dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
m^*	massa do sistema equivalente
M_{0Ed}	momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo
M_{0Eqp}	momento fletor de primeira ordem na combinação de ações quase-permanente
M_{ai}	momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i
M_{Ed}	momento atuante na secção
M_{Rd}	momento resistente da secção
m_i	massa associada ao grau de liberdade i
n	número de pisos acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida
N_{Rd}	esforço normal resistente da secção
P	valor característico de uma ação de pré-esforço
q	coeficiente de comportamento
q_0	valor básico do coeficiente de comportamento
$Q_{k,1}$	valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável acompanhante i
S	coeficiente do solo
$S_d(T)$	espectro de resposta de cálculo
$S_e(T)$	espectro de resposta elástica
s	espaçamento entre estribos
s_i	deslocamento da massa m_i no modo de vibração fundamental
T	período de vibração de um sistema com um grau de liberdade
T^*	período do sistema idealizado
T_1	período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_k	período de vibração do modo k
$V_{Rd,s}$	esforço transversal resistente
x_{accel}	ação segundo a direção x , com distribuição constante
x_{mode}	ação segundo a direção x , com distribuição modal

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

y_{accel}	ação segundo a direção y , com distribuição constante
y_{mode}	ação segundo a direção y , com distribuição modal
z_i	altura da massa m_i acima do nível de aplicação da ação sísmica

Letras Gregas

β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (ponto 3.3.2.3); coeficiente sísmico (ponto 4.5)
Γ	coeficiente de transformação
γ_G	coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G
γ_I	coeficiente de importância
γ_P	coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço, P
γ_Q	coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q
Δ_{alvo}	<i>drift</i> relativo ao deslocamento-alvo
Δ_{max}	<i>drift</i> relativo ao deslocamento máximo antes da primeira queda de capacidade resistente
δ_i	deslocamento do grau de liberdade i
ϵ_{c1}	extensão última do betão à compressão
ϵ_{cu1}	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ϵ_{yd}	extensão de cedência do aço
ϵ_{yd}	extensão última do aço
ζ_i	rácio de amortecimento viscoso do modo i
η	coeficiente de correção do amortecimento
λ	fator de correção (ponto 2.2.1); coeficiente de esbelteza (ponto 4.2.2.1)
λ_{lim}	esbelteza limite
μ	momento reduzido
ξ	amortecimento viscoso da estrutura
ρ_{ij}	fator de correlação entre modos
v	esforço normal reduzido
Φ_i	deslocamento normalizado do piso i
$\Psi_{E,i}$	coeficiente de combinação para a ação variável
$\psi_{(\infty, t_0)}$	valor final do coeficiente de fluência
ψ_0	coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

ψ_2	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
ψ_{ef}	coeficiente de fluência efetivo
ω	percentagem mecânica de armadura tracionada

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações gerais

A ação sísmica tem vindo a ser tema de estudo devido às consequências catastróficas que podem advir deste fenómeno. A importância deste tipo de ação originou o desenvolvimento de vários estudos aprofundados, bem como a sua incorporação na regulamentação respeitante ao dimensionamento estrutural. Esta incorporação visa melhorar o desempenho estrutural prevenindo ou reduzindo danos patrimoniais e perdas de vidas humanas.

Atualmente, em projeto, a influência da ação sísmica no dimensionamento estrutural é geralmente tida em consideração com recurso a análises lineares. O método mais corrente é o método de referência do EC8 [6], "análise modal por espectro de resposta". Por ser uma análise elástica, as não linearidades físicas dos elementos estruturais são apenas consideradas com recurso a um coeficiente de comportamento.

Tipicamente, da análise estática linear resultam elementos verticais sujeitos a flexão desviada.

A consideração da flexão desviada para o dimensionamento de pilares é ainda, atualmente, um processo pouco automatizado. As opções disponíveis para a determinação de esforços resistentes de secções de betão armado tendo em consideração a flexão desviada são o cálculo analítico por tensões e extensões, ábacos e métodos aproximados, como o preconizado no EC2 [5]. Para uma utilização regular em projeto de estruturas as duas primeiras opções tornam-se pouco práticas devido à complexidade e/ou ao grande volume de trabalho que lhes é intrínseco. O método aproximado sugerido no EC2 [5], que se baseia na verificação de uma envolvente, é correntemente utilizado em projeto pela sua simplicidade, no entanto, pode resultar num acréscimo significativo na quantidade de armadura.

Na presente dissertação procurou-se estudar um método alternativo de dimensionamento em que a flexão desviada não tivesse que ser considerada, tendo como principal objetivo a simplificação do cálculo de armaduras em pilares. Para este dimensionamento procurou-se que os pilares, numa das direções, tivessem um comportamento semelhante ao que é descrito no EC8[6] como elementos secundários. De modo a implementar esta premissa foi considerado que os elementos com menor inércia no sentido atuante do sismo não contribuem para o sistema de contraventamento do edifício nessa direção, sendo dimensionados para a ação sísmica na direção da sua maior inércia e para as cargas verticais, ou seja, com flexão composta.

Como alternativa ao dimensionamento com base numa análise modal, o EC8 [6] dispõe de outras três metodologias, uma estática linear (método de análise por forças laterais) e duas

análises não lineares (análise *pushover* e uma análise dinâmica). Na presente dissertação recorre-se a análises *pushover* para a validação dos modelos inicialmente dimensionados com análises lineares.

1.2 Objetivos da Dissertação

A presente dissertação tem como objetivo o estudo e a validação de um método de dimensionamento de edifícios de betão armado, resistentes à ação sísmica, que permita redução do tempo despendido no dimensionamento e otimização das soluções encontradas, reduzindo os custos inerentes à estrutura.

Visando este objetivo pretende-se que no dimensionamento dos pilares não seja necessária a consideração da flexão desviada preconizada no eurocódigo 8 [6], definindo-se dois grupos de pilares distintos para resistir separadamente às duas direções ortogonais de atuação do sismo.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação está organizada da seguinte forma:

No **Capítulo 1** faz-se uma abordagem geral ao assunto da dissertação.

No **Capítulo 2** elabora-se uma revisão dos métodos de análise sísmica preconizados no eurocódigo 8.

No **Capítulo 3** descreve-se o edifício em estudo no que respeita à sua implementação, geometria, materiais de construção e ações atuantes.

No **Capítulo 4** apresenta-se a abordagem de dimensionamento dos elementos estruturais do edifício, tendo em consideração as premissas dos regulamentos normativos, EC2 [5] e EC8 [6]. Seguidamente descreve-se a modelação da estrutura no programa de cálculo automático *SAP2000* [1]. Encerra-se o capítulo com a exposição e análise dos resultados provenientes do dimensionamento pela análise modal.

No **Capítulo 5** expõem-se a modelação para a análise *pushover* dos modelos estruturais em estudo e apresentam-se os resultados obtidos.

No **Capítulo 6** apresentam-se as conclusões retiradas após a execução da presente dissertação e são propostos desenvolvimentos futuros que poderão complementar o trabalho desenvolvido.

Capítulo 2

Métodos de análise sísmica segundo o EC8

2.1 Introdução

Para a escolha do tipo de análise a realizar aquando do dimensionamento ao sismo de um edifício há que ter em conta a complexidade, a regularidade em planta e em altura e o tipo de estrutura em causa. Com base nestes parâmetros, o EC8 [6] permite escolher entre os quatro tipos de análise sísmica referidos nos artigos 4.3.3.1(3) e (4):

a) análises estáticas lineares:

- método de análise por forças laterais;
- análise modal por espectro de resposta.

b) análises não lineares:

- análise estática não linear (*pushover*);
- análise (dinâmica) temporal não linear.

2.2 Método de análise por forças laterais

Este método é implementado com a aplicação de forças laterais nas duas direções ortogonais, x e y . As forças mencionadas têm como objetivo a simulação das forças de inércia geradas pela componente horizontal da ação sísmica aquando da vibração do edifício, no modo de vibração principal. A metodologia apresentada torna-se acessível sendo que se trabalha com cargas estáticas e modelos elásticos. Estes são de simples análise e interpretação de resultados. [8] A análise rege-se por dois princípios fundamentais. O primeiro exige que a resposta sísmica seja definida com base no modo de translação principal na direção em que as cargas estão a ser aplicadas. O segundo requer que a deformada do modo de translação principal seja identificável sem que haja necessidade de resolver um problema de valores e vetores próprios. Na generalidade, as normas regulamentares procuram limitar a utilização desta metodologia a edifícios que disponham de uma distribuição de massa e rigidez suficientemente regulares que permitam, com algum grau de confiança, assumir a validação do segundo princípio fundamental. No caso particular do eurocódigo 8 [6], as duas condições preponderantes para a utilização desta metodologia consistem em:

- a) a estrutura ser regular em altura, verificando os critérios descritos no art.º4.2.3.3 da mesma norma;
- b) o período fundamental do edifício não ser superior a 2 segundos ou a quatro vezes o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante, T_C .

2.2.1 Período fundamental e corte basal

A força sísmica acima da fundação ou ao nível superior da cave rígida, força de corte basal, F_b , é determinada separadamente para ambas as direções x e y em que o edifício é analisado, tendo como base o período de vibração fundamental, T_1 . O cálculo desta força é feito segundo a equação 2.1.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2.1)$$

em que:

- $S_d(T_1)$ ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;
- T_1 período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;
- m massa total do edifício, acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida. Sendo $m = \Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$;
- $\Psi_{E,i}$ coeficiente de combinação para a ação variável i ;
- λ fator de correção cujo valor é igual a: $\lambda=0.85$ se $T_1 \leq 2T_C$ e o edifício tiver mais de 2 pisos, ou $\lambda=1.0$ nos outros casos.

Para a determinação do período fundamental, T_1 , o EC8 [6] propõe três abordagens de cálculo distintas.

No artigo 4.3.3.2.2 (2), o documento normativo [6] promove a utilização das expressões baseadas nos métodos da dinâmica de estruturas, como o método de Rayleigh (apresentado na equação 2.2).

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i m_i \delta_i^2}{\sum_i F_i \delta_i}} \quad (2.2)$$

em que:

- i índice representativo do grau de liberdade;
- m_i massa associada ao grau de liberdade i ;
- F_i força lateral aplicada ao grau de liberdade i . Usando-se, por exemplo, $F_i = m_i \cdot g$;
- g aceleração da gravidade;
- δ_i deslocamento do grau de liberdade i , obtido com uma análise elástica da estrutura perante as cargas laterais F_i .

No artigo 4.3.3.2.2 (3) do EC8 [6] é proposta uma segunda metodologia para a determinação

aproximada do período de vibração fundamental, para um edifício com altura até 40m, segundo a equação 2.3.

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (2.3)$$

em que:

C_t coeficiente representativo do tipo de estrutura, igual a 0.075 no caso de pórticos espaciais de betão;

H altura do edifício, em metros, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

Como terceira hipótese de cálculo, no art.º 4.3.3.2.2 (5) [6], é sugerida a seguinte expressão:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (2.4)$$

em que:

d deslocamento elástico lateral no topo do edifício, em metros, devido às forças gravíticas aplicadas na direção horizontal.

2.2.2 Distribuição das forças sísmicas horizontais

A força de corte basal é considerada uma resultante das forças de inércia provocadas pelas acelerações nas massas dispostas ao longo da estrutura, e são distribuídas aos sistemas de contraventamento admitindo que os pisos são rígidos no seu plano. As configurações dos modos de vibração fundamentais podem ser calculadas segundo os métodos da dinâmica de estruturas ou aproximadamente determinadas admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura do edifício. [6]

Caso os deslocamentos sejam determinados utilizando métodos da dinâmica de estruturas, as forças horizontais F_i devem ser determinadas recorrendo à equação 2.5.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (2.5)$$

em que:

F_i força horizontal atuante no piso i ;

F_b força de corte sísmica obtida pela equação 2.1;

s_i, s_j deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;

m_i, m_j massas dos pisos.

Quando o modo de vibração é estabelecido aproximadamente admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura, as forças horizontais F_i são determinadas segundo a equação 2.6.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2.6)$$

em que:

z_i, z_j alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica.

2.2.3 Efeitos da torção

Os efeitos acidentais da torção, caso não sejam determinados de forma mais exata, podem ser considerados multiplicando os esforços em cada elemento resistente por um coeficiente δ , obtido pela equação 2.7 [6].

$$\delta = 10 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (2.7)$$

em que:

- x distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada;
- L_e distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

2.3 Análise modal por espectro de resposta

A metodologia preconizada neste subcapítulo é referida no art.º 4.3.3.1 (2)P do EC8 [6] como "*O método de referência para a determinação dos efeitos sísmicos (...)*" e é, assim, a predominantemente utilizada em projeto estrutural no que respeita à ação sísmica.

Deve recorrer-se a este tipo de análise quando a resposta global da estrutura em análise é condicionada por mais que um modo de vibração. Para a sua correta utilização, todos os modos com massas modais efetivas maiores que 5% da massa total devem ser consideradas e a soma das massas modais efetivas dos modos considerados deve ser superior a 90% da massa total da estrutura. Caso os requisitos apresentados não sejam cumpridos, deve considerar-se na análise espacial um mínimo de k modos que satisfaçam as condições apresentadas nas equações 2.8 e 2.9.

$$k = 3 \cdot \sqrt{n} \quad (2.8)$$

$$T_k \leq 0.20s \quad (2.9)$$

em que:

- k número de modos considerados;
- n número de pisos acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;
- T_k período de vibração do modo k .

2.3.1 Combinação das respostas modais

Segundo o EC8 [6], as respostas de dois modos de vibração i e j poderão ser considerados como independentes entre si se respeitarem a condição apresentada na equação 2.10.

$$T_j \leq 0.9 \cdot T_i \quad (2.10)$$

em que T_i e T_j são os períodos em causa e $T_j \leq T_i$.

Quando todos os modos relevantes são considerados independentes, o valor máximo E_E do

2.4. Análise estática não linear (*pushover*)

efeito de uma ação sísmica pode ser calculado recorrendo a uma combinação SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) apresentada na equação 2.11.

$$E_E = \sqrt{\sum_N E_{Ei}^2} \quad (2.11)$$

Caso a condição exposta na equação 2.10 não seja respeitada, deve adotar-se uma metodologia mais rigorosa, como a CQC (*Complete Quadratic Combination*). Esta combinação é conseguida com a utilização da equação 2.12. Equação de ρ_{ij} segundo [8].

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad , \text{ com } \quad \rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j} (\zeta_i + \lambda \zeta_j) \cdot \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \lambda (1 + \lambda^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \lambda^2} \quad (2.12)$$

em que:

- E_{Ei} efeito do modo i ;
- ρ_{ij} fator de correlação entre modos;
- ζ_i e ζ_j coeficiente de amortecimento viscoso dos modos i e j ;
- λ $= T_i/T_j$.

2.3.2 Efeitos da torção

Quando se utiliza um modelo de análise espacial, os efeitos acidentais de torção podem ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores M_{ai} de eixo vertical aplicados a cada piso i .

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (2.13)$$

em que:

- M_{ai} momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;
- e_{ai} excentricidade acidental da massa do piso i . Sendo calculado por: $e_{ai} = \pm 0.05 L_i$;
- L_i dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica;
- F_i força horizontal atuante no piso i , determinada através da equação 2.5 ou 2.6.

2.4 Análise estática não linear (*pushover*)

A principal utilização das análises não lineares consiste na avaliação de edifícios existentes ou reforçados. [8]

Contrariamente às análises lineares, que têm sido a base do dimensionamento sísmico de edifícios, e às análises dinâmicas não lineares, utilizadas desde os anos 70 como ferramenta de investigação e calibração de códigos para modelação, a análise estática não linear em questão não foi do conhecimento ou utilização geral até ao aparecimento das orientações para a reabilitação estrutural em "*NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*" de 1997

[9], que a adotou como método de referência. Desde então, devido ao seu carácter simples e intuitivo e à sua fiabilidade, tornou-se uma metodologia de eleição para a avaliação sísmica e reabilitação de edifícios. [8]

A análise *pushover* é no seu âmago uma evolução do método de análise por forças laterais para um regime não linear. Esta análise consiste numa análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico aplicadas nas massas do sistema estrutural. Com o aumento destas cargas torna-se possível observar a formação de rótulas plásticas na estrutura e fazer uma avaliação do seu desempenho.

2.4.1 Método N2 de acordo com o EC8

O método N2 foi inicialmente introduzido por *Peter Fajfar* e *Matej Fischinger* em 1988 [7] com o objetivo de, no dimensionamento de edifícios ao sismo, conjugar a consideração de uma estimativa adequada da resistência, rigidez e ductilidade da estrutura e que não tivesse um grau de complexidade demasiado elevado face às incertezas de alguns valores considerados na análise. O método preconizado engloba dois modelos matemáticos distintos e uma análise desenvolvida em três etapas. No primeiro passo, a resistência, a rigidez e a ductilidade são determinadas executando uma análise estática não-linear de um sistema de múltiplos graus de liberdade - *MDOF* - submetido a uma carga lateral monotonicamente crescente. No segundo passo é feita a transformação do sistema num de um grau de liberdade - *SDOF*. Na terceira e última etapa são determinados os deslocamentos máximos e a respetiva exigência de ductilidade, determinados por uma análise dinâmica linear aplicada ao sistema de um grau de liberdade.

Em traços gerais, diferenciando-se do método N2 original [7] apenas no segundo passo, em que são utilizadas duas cargas ao invés de uma, o EC8 [6] preconiza o método N2 no art.^o 4.3.3.4.2 - "*Análise estática não linear (pushover)*". A especificação da terceira etapa, é descrita neste documento normativo [6] no Anexo B.

Seguidamente é descrita a metodologia recomendada pelo EC8 [6].

2.4.1.1 Primeiro passo - Análise *Pushover*

O primeiro passo é composto por duas análises *pushover* em que são aplicadas duas distribuições de cargas laterais distintas nos locais de modelação das massas (mencionadas no art.^o 4.3.3.4.2.2 do EC8 [6]):

- uma distribuição uniforme em que as forças aplicadas são proporcionais às massas de cada piso, não tendo em consideração a altura;
- uma distribuição modal, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada, determinada na análise elástica.

Curvas de capacidade

A curva de capacidade provém da análise *pushover* desenvolvida num programa de cálculo automático e relaciona a força de corte basal com o deslocamento do nó de controlo, que se encontra no centro de gravidade do último piso. O andamento desta curva é proporcionado pelo aumento progressivo do conjunto de forças laterais definidas acima que, tendo em

consideração as propriedades não lineares dos elementos que compõem a estrutura, reflete o comportamento desta em regime elástico e plástico.

2.4.1.2 Segundo passo - Transformação em sistema *SDOF*

É com recurso ao Anexo B do EC8 [6] que se faz a transformação do sistema *MDOF* para o sistema *SDOF*.

Esta transformação é conseguida com a introdução de um coeficiente de transformação - Γ - que é função dos resultados provenientes da análise *pushover* e das características do edifício em estudo.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum(m_i \cdot \Phi_i^2)} \quad (2.14)$$

com:

$$m^* = \sum(m_i \cdot \Phi_i) \quad (2.15)$$

em que:

- Γ coeficiente de transformação;
- m_i massa do piso i ;
- Φ_i deslocamento normalizado do piso i ;
- m^* massa do sistema equivalente.

De forma a obter-se a força de corte basal F^* e o deslocamento d^* do sistema de um grau de liberdade equivalente é necessário relacioná-los com o fator de transformação, segundo as equações (2.16) e (2.17).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.16)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.17)$$

em que:

- F_b força de corte basal do sistema *MDOF*;
- d_n deslocamento do nó de controlo do sistema *MDOF*.

Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

Para a caracterização do sistema de um grau de liberdade, determina-se a relação elasto-plástica perfeita, como ilustrada na Figura 2.1. Esta relação é determinada tendo em consideração que a força de cedência, F_y^* , é igual à força de corte basal para a formação do mecanismo plástico (representado pelo ponto A na figura), a rigidez pós-cedência é igual a zero e que a rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de tal forma que a energia de deformação real e idealizada tenham o mesmo valor.

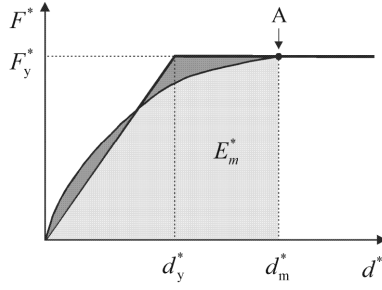


Figura 2.1: Relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica (extraído de EC8)

Para a determinação do deslocamento limite de plasticidade do sistema idealizado com um grau de liberdade, d_y^* , utiliza-se a seguinte formulação:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.18)$$

em que:

E_m^* energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

Determinação do período do sistema idealizado equivalente de um grau de liberdade

O período, T^* , do sistema idealizado é determinado por:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.19)$$

2.4.1.3 Terceiro passo - Determinação do deslocamento-alvo

A determinação do deslocamento-alvo é feita primeiramente para o sistema idealizado equivalente de um grau de liberdade e depois convertido para o deslocamento-alvo real com recurso ao coeficiente de transformação.

A formulação apresentada no EC8 [6] para o cálculo do deslocamento-alvo inicia-se pelo deslocamento da estrutura com um período T^* e um comportamento elástico sendo obtido por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.20)$$

em que:

$S_e(T^*)$ valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^* .

Para a determinação do deslocamento-alvo, d_t^* , tendo em consideração as estruturas de período baixo, médio e longo, é feita seguindo a seguinte formulação:

Para períodos curtos $\rightarrow T^* < T_C$

Se a resposta é elástica $\rightarrow F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.21)$$

Se a resposta é não linear $\rightarrow F_y^*/m^* < S_e(T^*)$:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* , \text{ com } q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (2.22)$$

Para períodos médios e longos $\rightarrow T^* \geq T_C$

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.23)$$

Como já referido, a obtenção do deslocamento-alvo real, correspondente ao nó de controlo, provém da conjugação do anteriormente calculado com o coeficiente de transformação.

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (2.24)$$

2.5 Análise (dinâmica) temporal não linear

A análise dinâmica não linear foi desenvolvida como metodologia nos anos 70 para investigação ou aplicações especiais. Desde então, com a disponibilidade de várias rotinas computacionais numericamente estáveis e fiáveis, com propriedades de análise dinâmica não lineares, ganhou ênfase entre projetistas para a avaliação de estruturas previamente dimensionadas recorrendo a outras metodologias. A sua utilização para dimensionamento ganha relevância para estruturas com isolamento da base, sendo que a resposta é dominada por poucos elementos (os dispositivos de isolamento) com marcadas propriedades não lineares de força-deformação características de cada dispositivo. [8]

2.5.1 Ação imposta

Se se pretender realizar uma análise linear ou uma análise estática não linear, a ação sísmica pode ser definida a partir do espectro de resposta elástica considerando 5% de coeficiente de amortecimento. Caso se tencione utilizar uma análise dinâmica não linear, são necessários acelerogramas representativos do movimento do solo em função do tempo. Estes acelerogramas devem estar em conformidade, em média, com os espectros de resposta elástica que definem a ação sísmica.

O EC8 [6] permite a utilização de acelerogramas artificiais, desde que estejam de acordo com o artigo 3.2.3.1.2 da mesma norma, e de acelerogramas registados ou simulados, de acordo com o artigo 3.2.3.1.3 da norma.

Capítulo 3

Descrição geral do edifício em análise

3.1 Introdução

No presente capítulo é feita a descrição do edifício em estudo no que respeita à sua implementação, geometria, materiais de construção e ações atuantes.

3.2 Caracterização do edifício e envolvente

A estrutura em estudo corresponde a um edifício de habitação, localizado em Lagos, Portugal. O terreno de fundação, corresponde ao tipo de terreno C descrito no EC8 [6].

O edifício, regular em planta e em altura, porticado, com lajes vigadas, de quatro pisos com distância entre pisos de 2.9 metros de altura, apresenta uma configuração em planta rectangular de 18.0 metros de comprimento e 8.0 metros de largura. Na maior dimensão é constituído por pórticos com 3 vãos de 6.0 metros e na menor por pórticos com dois vãos de 4.0 metros. A cobertura é em terraço, não acessível.

Apresenta-se na Figura 3.1 uma planta tipo das lajes do edifício em estudo, representando a posição e nomenclatura dos pilares e vigas da estrutura.

3.2.1 Materiais

Os materiais utilizados nos elementos estruturais foram betão da classe C30/37 e classe de exposição XC4 e aço de armaduras ordinárias da classe A500NR.

Seguidamente apresentam-se na Tabela 3.1 as principais características mecânicas do betão e do aço utilizados nos elementos estruturais.

3.2.2 Determinação das dimensões dos elementos estruturais

Para que se pudesse fazer a modelação e análise dos casos de estudo foi necessário um pré-dimensionamento para a determinação das dimensões dos elementos estruturais. Assim, foram utilizados os seguintes critérios gerais de projeto:

Lajes:

$$d = L/30 \tag{3.1}$$

Capítulo 3. Descrição geral do edifício em análise

em que:

d altura útil da laje;

L menor vão.

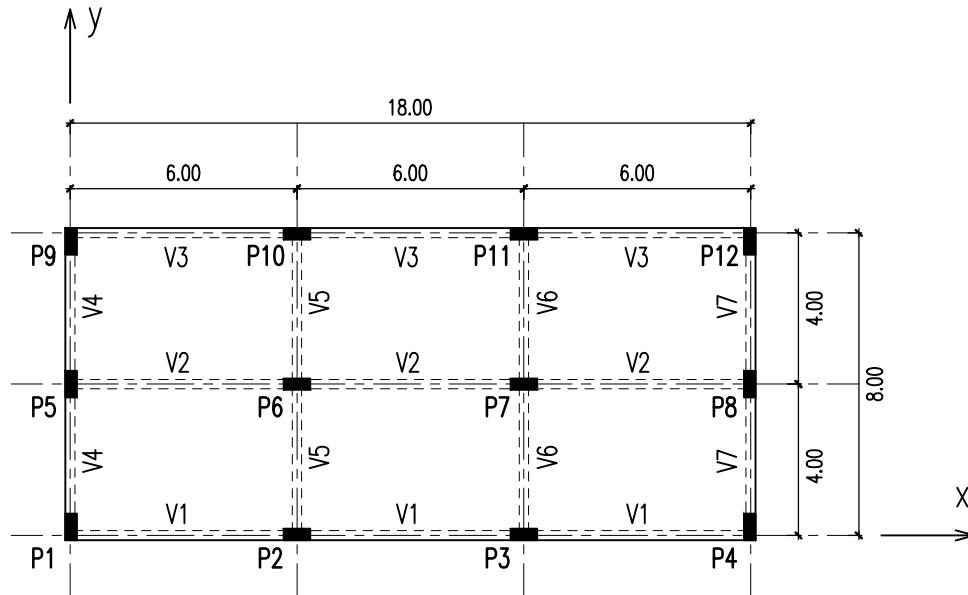


Figura 3.1: Planta de piso genérico

Tabela 3.1: Características resistentes dos materiais utilizados

Material	Propriedades
Betão C30/37	$f_{ck}(MPa)$ 30
	$f_{cd}(MPa)$ 20
	$f_{cm}(MPa)$ 38
	$f_{ctm}(MPa)$ 2.9
	$E_{cm}(GPa)$ 33
	$\epsilon_{c1}(\%)$ 2.2
	$\epsilon_{cu1}(\%)$ 3.5
	$f_{yk}(MPa)$ 500
Aço A500NR	$f_{yd}(MPa)$ 435
	$E_s(GPa)$ 200
	$\epsilon_{yd}(\%)$ 2.18
	$\epsilon_{uk}(\%)$ 75.0

Tendo em consideração que o menor vão a vencer pela laje é de 4.0m, obtém-se $d=0.13m$, tendo-se definido uma altura de 0.15m para a laje.

Vigas:

$$h = L/12 \quad (3.2)$$

em que:

h altura da viga;

L vão entre pilares.

Apresentam-se na Tabela 3.2 as dimensões das secções das vigas. De notar que estas não variam de piso para piso.

Tabela 3.2: Dimensões das secções das vigas

	Direção	
	x	y
b (m)	0.25	0.25
h (m)	0.50	0.40

Pilares:

O pré-dimensionamento dos pilares resultou de um processo iterativo recorrendo a análises lineares. A primeira etapa consistiu em pré-dimensionar tendo em consideração somente as ações verticais. Com a aplicação das ações horizontais, verificou-se que as dimensões previamente obtidas não tinham as características resistentes adequadas a estas. Iterativamente, aumentou-se a dimensão dos elementos até que se verificassem as características pretendidas. Todos estes elementos verticais têm secções transversais de dimensão 0.30m x 0.70m, estando os pilares P1, P4, P5, P8, P9 e P12 orientados com a maior inércia em y e os restantes em x (implantação e identificação dos pilares apresentadas na Figura 3.1).

3.3 Definição das ações e combinações de ações

Para proceder à definição das ações e combinações de ações a utilizar nesta dissertação, recorreu-se ao disposto no EC0 [3] e EC1 [4].

3.3.1 Definição das ações verticais

As ações verticais aplicadas à estrutura estão de acordo com a sua utilização, habitação. Estas ações são divididas em três tipos de cargas, todas elas distribuídas uniformemente pelas lajes:

Peso próprio - para o cálculo desta ação foi considerado o peso volúmico do betão armado 25.0 kN/m³;

Restantes cargas permanentes - sendo compostas pelos materiais não estruturais, nomeadamente alvenaria e revestimentos. Para os modelos em estudo assumiu-se um valor de 2.0 kN/m²;

Sobrecargas - as ações que variam durante a vida da estrutura, como pessoas, equipamentos e divisórias amovíveis, entre outros. Segundo o art.º 6.3.1.1 (1)P do EC1 [4] as zonas dos edifícios residenciais, sociais, comerciais e administrativas devem ser divididas em categorias, de acordo com as suas utilizações específicas. Sendo o edifício em estudo de habitação, o valor da sobrecarga, q_k , adotado para as lajes dos pisos 1, 2 e 3 foi o recomendado no EC1 [4] - Categoria A - Pavimentos - $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$. Para a laje da cobertura, foi definido o valor da sobrecarga de acordo com o preconizado no EC1 [4] - Categoria H - $q_k = 0.4 \text{ kN/m}^2$.

3.3.2 Definição da ação sísmica

3.3.2.1 Zonamento sísmico

Segundo o EC8 [6] o território nacional é dividido em zonas sísmicas, para dois tipos de ação sísmica, dependendo da sismicidade do local. Este zonamento pode ser observado na Figura 3.2. O parâmetro descritivo da sismicidade é o valor de referência da aceleração máxima na base para um terreno do tipo A, a_{gR} .

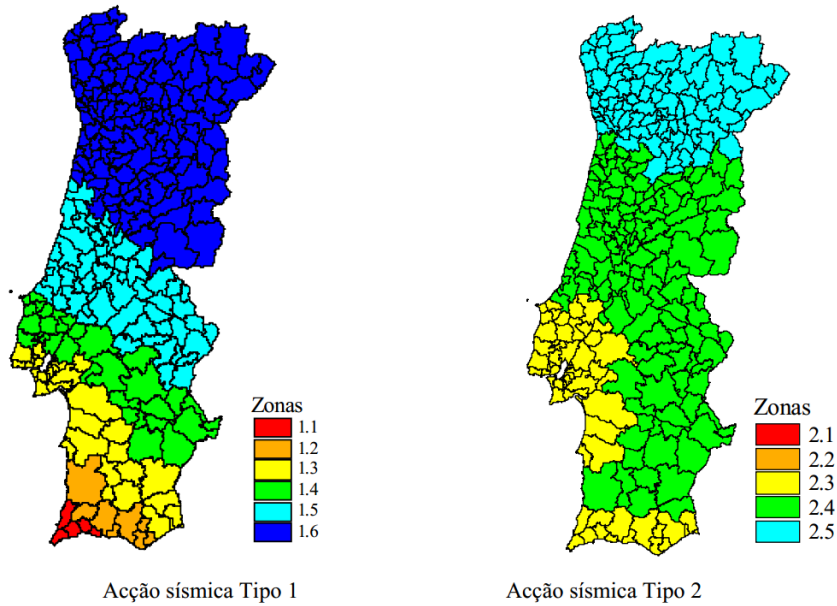


Figura 3.2: Zonamento sísmico em Portugal Continental (extraída de EC8)

Como descrito acima, o edifício a dimensionar situa-se em Lagos. Assim, com base no Anexo Nacional do EC8 [6], obtêm-se os valores de a_{gR} para os dois tipos de sismo.

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância γ_I (Equação 3.3), definido mesmo Anexo Nacional [6], consoante a classe de importância do edifício. Tendo em consideração que o edifício a dimensionar terá como utilização a habitação, de acordo com a mesma norma [6], tem-se uma classe de importância II.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.3)$$

com $\gamma_I = 1.0$ para os dois tipos de sismo regulamentares.

3.3.2.2 Espectro de resposta elástica horizontal

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica $S_e(T)$ é definido pelas seguintes expressões presentes no art.º3.2.2.2 (1) do EC8 [6]:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (3.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (3.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.6)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.7)$$

em que:

- $S_e(T)$ espectro de resposta elástica;
- T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno de tipo A;
- T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- S coeficiente do solo;
- η coeficiente de correção do amortecimento.

Os valores de T_B , T_C e T_D são indicados no Anexo Nacional do EC8 [6].

O valor do coeficiente de correção do amortecimento, η , é determinado segundo a equação 3.8.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (3.8)$$

em que ξ é o amortecimento viscoso da estrutura, que se assume igual a 5%, para uma resposta elástica.

É definido no anexo nacional do EC8 [6] o parâmetro S por:

$$\begin{cases} a_g \leq 1m/s^2, & S = S_{max} \\ 1m/s^2 \leq a_g \leq 4m/s^2, & S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) \\ a_g \geq 4m/s^2, & S = S_{max} \end{cases} \quad (3.9)$$

em que:

- a_g valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno de tipo A;
- S_{max} parâmetro cujo valor é indicado no Anexo Nacional do EC8 [6].

Capítulo 3. Descrição geral do edifício em análise

De acordo com as expressões apresentadas acima e a implementação do edifício, foram selecionados os dados apresentados na Tabela 3.3 e construídos os espectros de resposta elástica para os dois tipos de sismo regulamentares preconizados no EC8 [6], apresentados na Figura 3.3.

Tabela 3.3: Caraterísticas dos sismos

	Ação sísmica tipo	
	1	2
Zona sísmica	1.1	2.3
$a_{gR} =$	$2.50m/s^2$	$1.70m/s^2$
$\gamma_I =$	1.00	1.00
$a_g =$	$2.50m/s^2$	$1.70m/s^2$
Tipo de terreno	C	
$S_{max} =$	1.60	1.60
$S =$	1.30	1.46
$\eta =$	1.0	
$T_B =$	0.10	0.10
$T_C =$	0.60	0.25
$T_D =$	2.00	2.00

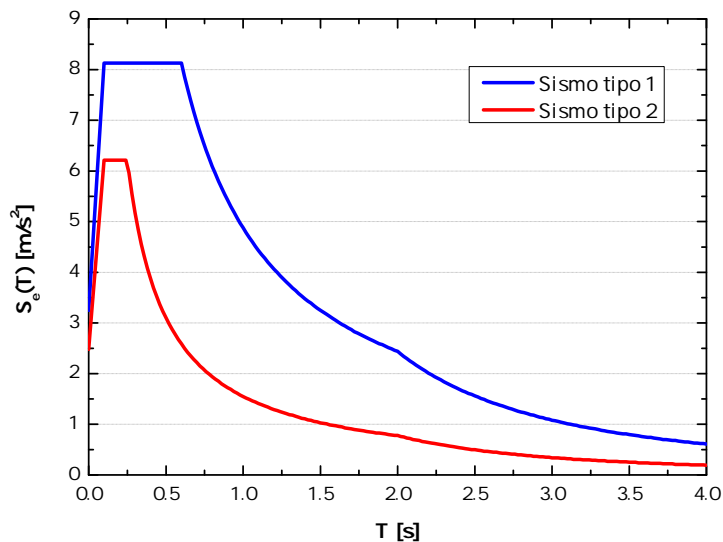


Figura 3.3: Espectros de resposta elástica

3.3.2.3 Espectro de cálculo para resposta elástica

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo, $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões, presentes em 3.2.2.5 (4) do EC8 [6]:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.12)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.13)$$

em que:

a_g , S , T_C e T_D	definidos no ponto 3.3.2.2;
S_d	espectro de cálculo;
q	coeficiente de comportamento;
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. Sendo o valor recomendado igual a 0.2.

Coeficiente de comportamento - de modo a evitar uma análise estrutural não elástica explícita, o EC8 [6] permite a execução de uma análise elástica linear com base num espectro de resposta reduzido que traduz a capacidade de dissipação de energia da estrutura, através da formação de um mecanismo plástico. Esta redução é obtida introduzindo o coeficiente de comportamento, q . Este coeficiente define-se para uma determinada grandeza (esforço, deslocamento, etc.), para uma determinada estrutura e para uma determinada ação sísmica, tendo a pretensão de correlacionar o valor máximo da grandeza determinada por modelos lineares (idealizados) e não lineares (reais).

O cálculo deste coeficiente é feito com base no art.º 5.2.2.2 do EC8 [6], recorrendo à seguinte formulação:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (3.14)$$

em que:

q_0	valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;
k_w	coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. Assumiu-se o valor de 1.00 de acordo com o art.º 5.2.2.2 (11)P do EC8 [6].

Para a determinação do valor de q_0 , recorre-se ao EC8 [6]. Tendo em consideração que o edifício em análise é porticado e que se assume de classe de ductilidade média:

$$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \quad (3.15)$$

em que:

α_u/α_1 fator de majoração não avaliado através de cálculo específico, assumindo-se o valor de 1.3 segundo o art.º 5.2.2.2 (5) a) do EC8 [6].

Recorrendo à formulação apresentada determinou-se o coeficiente de comportamento: $q = 3.9$.

De acordo com as expressões apresentadas acima, e tendo em consideração os valores já apresentados na Tabela 3.3, foram construídos os espectros de cálculo para os dois tipos de sismo regulamentares preconizados no EC8 [6] e apresentados na Figura 3.4.

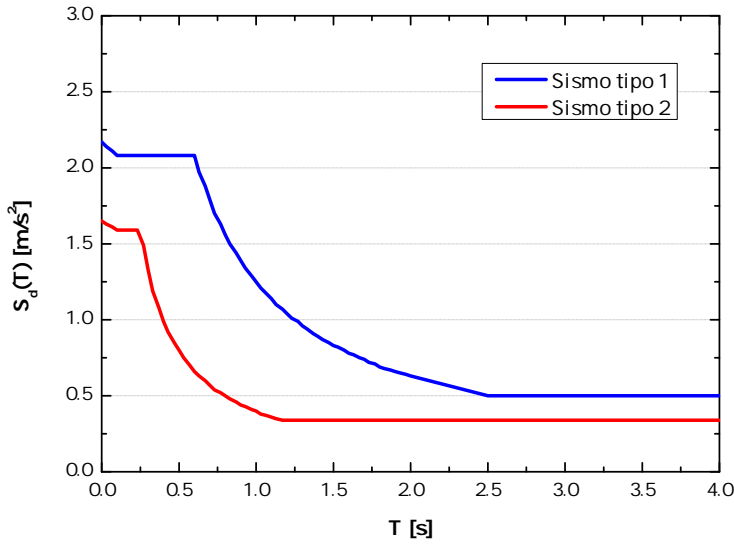


Figura 3.4: Espectros de cálculo para resposta elástica

Como se pode observar pelos gráficos apresentados nas Figuras 3.3 e 3.4, o espectro de resposta do sismo tipo 1 apresenta acelerações maiores, ou seja, mais gravosas. Assim, considerou-se de pouca importância o estudo e implementação do sismo tipo 2 e a sua influência no edifício em estudo na presente dissertação, sendo o sismo tipo 1 o considerado na análise do edifício.

3.3.3 Definição de combinação de ações

De acordo com o EC1 [4], no dimensionamento sísmico de estruturas, o efeito das ações em causa é contabilizado através da combinação de ações. Para a análise do edifício em estudo na presente dissertação, foram utilizadas as três seguintes combinações:

Estados limites últimos - Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 (3) - EC0 [3])

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.16)$$

3.3. Definição das ações e combinações de ações

Estados limites últimos - Ação sísmica (art.º 6.4.3.4 (3) - EC0 [3])

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

Estados limites de serviço - Combinação quase-permanente (art.º 6.5.3 c) - EC0 [3])

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.18)$$

em que:

- γ_G coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G;
- γ_Q coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;
- γ_P coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço, P;
- ψ_0 coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- ψ_2 coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- E_d valor de cálculo do efeito das ações;
- G_k valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,1}$ valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $Q_{k,i}$ valor característico da ação variável acompanhante i ;
- A_{Ed} valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$);
- P valor característico de uma ação de pré-esforço;
- γ_I coeficiente de importância;
- A_{Ek} valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

Tabela 3.4: Coeficientes de combinações

γ_G	γ_Q	ψ_0	ψ_2
1.35	1.50	0.7	0.3

Capítulo 4

Dimensionamento do edifício com base na análise modal

4.1 Introdução

No presente capítulo descreve-se a abordagem de dimensionamento, e respetivos resultados, dos elementos estruturais do edifício descrito no Capítulo 3, tendo em consideração as premissas dos regulamentos normativos, em particular o EC2 [5] e o EC8 [6].

No dimensionamento deste edifício, os elementos resistentes dimensionados são os pilares e as vigas. As lajes foram apenas pré-dimensionadas com o objetivo de transmissão das cargas verticais às vigas, não sendo abordado o seu dimensionamento.

Neste capítulo serão apresentados dois modelos diferentes. O primeiro modelo (*Modelo Base* - *MB*) terá como método de dimensionamento o preconizado nos eurocódigos 2 [5] e 8 [6] considerando que todos os pilares funcionam como elementos primários. O segundo modelo (*Modelo Alternativo* - *MA*) tem como pressuposto que os pilares apenas contribuem para o contraventamento da estrutura na direção em que são mais rígidos. Esta alternativa surge com o objetivo de otimizar o processo de dimensionamento e os custos materiais, evitando a flexão desviada, cuja verificação da envolvente, preconizada no EC2 [5], pode resultar num acréscimo significativo na quantidade de armadura.

Neste mesmo capítulo é descrita a modelação do edifício idealizado no programa de cálculo automático *SAP2000* [1] e todas as decisões/simplificações tomadas aquando da modelação.

4.2 Dimensionamento do edifício segundo o modelo base

4.2.1 Dimensionamento das armaduras das vigas

As vigas foram dimensionadas à flexão simples e ao esforço transversal, respeitando as disposições construtivas preconizadas no EC2 [5] e EC8 [6].

4.2.1.1 Armaduras longitudinais

A formulação apresentada para o dimensionamento das vigas à flexão simples e esforço transversal teve como referência [10] [11], respetivamente.

Flexão simples

Área de armadura longitudinal tracionada:

$$A_s = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \quad (4.1)$$

em que:

ω percentagem mecânica de armadura tracionada, obtido segundo a equação 4.2;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço;

b largura da secção;

d altura útil da armadura tracionada.

Percentagem mecânica de armadura tracionada:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2.0\mu} \quad (4.2)$$

em que:

μ momento reduzido, obtido segundo a equação 4.3.

Momento reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (4.3)$$

em que:

M_{Ed} momento atuante na secção.

4.2.1.2 Armaduras de esforço transversal

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cotg(\theta) \quad (4.4)$$

em que:

$V_{Rd,s}$ esforço transversal resistente;

A_{sw} área de armadura de esforço transversal;

s espaçamento entre estribos;

f_{ywd} valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transversal;

$z = 0.9 \cdot d$;

θ inclinação das bielas, tendo sido considerado igual a 30° .

4.2.2 Dimensionamento das armaduras dos pilares

Os pilares foram dimensionados tendo em consideração a flexão composta desviada e o esforço transversal. As disposições construtivas preconizadas no EC2 [5] e EC8 [6], foram respeitadas.

4.2.2.1 Imperfeições geométricas

A imperfeição pode ser representada por uma inclinação, dada por:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (4.5)$$

em que:

θ_0 valor básico: $\theta_0 = 1/200$;

α_h coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura: $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m coeficiente de redução relativo ao número de elementos: $\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot (1 + 1/m)}$;

l comprimento ou altura do elemento (m);

m número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

De notar que o valor de m adotado variou consoante o modelo em análise. Para o modelo base considerou-se que todos os pilares exerciam influência no sistema de contraventamento da estrutura, ou seja, considerou-se $m = 12$.

Segundo o art.º 5.2 (7) do EC2 [5], o efeito das imperfeições pode ser considerado como uma excentricidade, e_i :

$$e_i = \theta_i \cdot l_0/2 \quad (4.6)$$

em que l_0 é o comprimento efetivo do elemento isolado.

4.2.2.2 Efeitos de segunda ordem na presença de esforço axial

Segundo o artigo 5.8.3.1 (1) do EC2 [5], os efeitos de segunda ordem para elementos isolados podem ser ignorados se a esbelteza, λ (Equação 4.8), for inferior à esbelteza limite - λ_{lim} (Equação 4.7).

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{\mu} \quad (4.7)$$

em que:

A valor recomendado $A = 0.7$ [5];

B valor recomendado $B = 1.1$ [5];

C valor recomendado $C = 0.7$ [5];

μ esforço normal reduzido: $\mu = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$.

O coeficiente de esbelteza, λ , é definido da seguinte forma:

$$\lambda = l_0/i \quad (4.8)$$

em que:

l_0 comprimento efetivo;

i raio de giração da secção de betão não fendilhada.

O valor do comprimento efetivo é determinado segundo as equações 4.9 e 4.10, respetivamente para elementos contraventados e elementos não contraventados:

Elementos contraventados

$$l_0 = 0.5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)} \quad (4.9)$$

Elementos não contraventados

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (4.10)$$

em que:

k_1, k_2 flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades 1 e 2 (inferior e superior respetivamente). Com $k = (\theta/M)(EI/l)$;

θ rotação dos elementos que se opõem à rotação para o momento fletor M ;

EI rigidez de flexão do elemento comprimido;

l comprimento livre do elemento comprimido entre ligações de extremidade.

Efeitos globais de segunda ordem em edifícios

Segundo o art.^o 5.8.3.3 (1) do EC2 [5], os efeitos globais de segunda ordem podem ser ignorados se:

$$F_{v,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\Sigma E_{cd} \cdot I_c}{L^2} \quad (4.11)$$

em que:

$F_{v,Ed}$ carga vertical total (nos elementos contraventados e nos de contraventamento);

k_1 valor recomendado $k_1 = 0.31$ [5];

n_s número de pisos;

L altura total do edifício acima do nível de contraventamento;

E_{cd} valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;

I_c momento de inércia (secção não fendilhada) dos elementos de contraventamento.

Fluência

$$\psi_{ef} = \psi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0E_{qp}}/M_{0Ed} \quad (4.12)$$

em que:

- $\psi_{(\infty, t_0)}$ valor final do coeficiente de fluência, tendo sido adotado 2.5;
 $M_{0E_{qp}}$ momento fletor de primeira ordem na combinação de ações quase-permanente;
 M_{0Ed} momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo.

Método de análise baseado numa curvatura nominal

O documento normativo em utilização (EC2 [5]) permite a escolha entre três métodos de análise para estimar os efeitos de segunda ordem, apresentados no art.º 5.8.5 (1). Na presente dissertação optou-se pela utilização do método baseado numa curvatura nominal.

O momento fletor de cálculo tem o valor de:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (4.13)$$

em que:

- M_{0Ed} momento fletor de primeira ordem, incluindo o efeito das imperfeições;
 M_2 momento nominal de segunda ordem.

O valor do momento nominal de segunda ordem apresentado na equação 4.13 é calculado segundo:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (4.14)$$

em que:

- N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal;
 e_2 deslocamento = $(1/r) \cdot l_0^2/c$;
 $1/r$ curvatura, calculada segundo a equação 4.15;
 l_0 comprimento efetivo (equação 4.9 ou 4.10);
 c coeficiente dependente da distribuição de curvatura, tendo sido adotado o valor recomendado $c = 10$ [5].

O cálculo da curvatura para a equação 4.14 é feito segundo a equação 4.15:

$$1/r = k_r \cdot k_\psi \cdot 1/r_0 \quad (4.15)$$

em que:

- k_r fator de correção dependente do esforço normal, equação 4.16;
 k_ψ coeficiente que tem em conta a fluência, equação 4.17;
 $1/r_0 = \epsilon_{yd}/(0.45 \cdot d)$;
 $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$;
 d altura útil da secção transversal.

Fator de correção dependente do esforço normal:

$$k_r = (\nu_u - \nu) / (\nu_u - \nu_{bal}) \leq 1 \quad (4.16)$$

em que:

- ν = $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$, esforço normal reduzido;
- N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal;
- ν_u = $1 + \omega$;
- ω = $A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$;
- A_s área total da secção das armaduras;
- A_c área da secção transversal de betão;
- ν_{bal} valor de ν correspondente ao momento resistente máximo, adotou-se o valor recomendado 0.4 [5].

Coeficiente que tem em conta a fluência:

$$k_\psi = 1 + \beta \cdot \psi_{ef} \geq 1 \quad (4.17)$$

em que:

- ψ_{ef} coeficiente de fluência efetivo, equação 4.12;
- β = $0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$;
- λ coeficiente de esbelteza, equação 4.8.

4.2.2.3 Armaduras longitudinais

Flexão composta - Método aproximado

A flexão composta foi calculada tendo em consideração o método aproximado preconizado em [12].

Esforço normal reduzido:

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} \quad (4.18)$$

em que:

- N_{Rd} esforço normal resistente da secção;
- f_{cd} valor de cálculo da tensão de cedência do betão à compressão;
- b largura da secção do pilar;
- h altura da secção do pilar.

4.2. Dimensionamento do edifício segundo o modelo base

Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} \quad (4.19)$$

em que:

M_{Rd} momento fletor resistente da secção.

Percentagem mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{(A_s + A'_s) \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} \quad (4.20)$$

em que:

$(A_s + A'_s)$ área total de armadura longitudinal (tração e compressão).

O cálculo da percentagem mecânica de armadura segundo o método de cálculo apresentado é dependente do tipo de esforço axial a que o elemento está sujeito, apresentando as seguintes variantes:

Tração $\rightarrow \nu \geq 0$

$$\omega_{total} = \mu / \lambda + \nu \quad (4.21)$$

em que:

$\lambda = 0.5 - a/h$;

a distância da face do pilar ao eixo do varão longitudinal.

Compressão moderada $\rightarrow 0 \geq \nu \geq -0.45$

$$\omega_{total} = [\mu + 0.5 \cdot \nu \cdot (1 + \nu)] / \lambda \quad (4.22)$$

Transição $\rightarrow -0.45 \geq \nu \geq -0.70$

$$\omega_{total} = \frac{\mu + 0.5 \cdot \nu \cdot (1 + \nu)}{\lambda \cdot \beta} \quad (4.23)$$

com β :

$$\begin{cases} \beta = 1.5 \cdot \nu^2 + 2.4 \cdot \nu + 1.8 \\ 0.855 \leq \beta \leq 1.0 \end{cases} \quad (4.24)$$

Compressão elevada $\rightarrow \nu \leq -0.70$

$$\omega_{total} = \mu / 0.9 \cdot \lambda - (1 + \nu) \leq -(1 + \nu) \cdot f_{yd} / 400 \quad (4.25)$$

Flexão desviada - Método aproximado

A flexão desviada foi verificada com base no art.º 5.8.9 (4) do EC2 [5], pela seguinte expressão:

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^p + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^p \leq 1.0 \quad (4.26)$$

em que p :

$$p \approx 1 + (N_{Ed}/N_{Rd})^2 \quad [12] \quad (4.27)$$

4.2.2.4 Armaduras de esforço transverso

As armaduras de esforço transverso para os pilares foram dimensionadas de acordo com a formulação já apresentada no ponto 4.2.1.2 da presente dissertação, referente às armaduras de esforço transverso das vigas.

4.2.3 Condições de ductilidade global e local

O art.º 4.4.2.3 do EC8 [6] refere os princípios que visam garantir um comportamento dúctil da estrutura. De forma a garantir uma ductilidade global adequada, o mecanismo plástico que se forma durante a ação sísmica, deve surgir com o aparecimento das rótulas plásticas nas vigas e nas ligações pilar/fundação, e não nos pilares em nós dos pisos intermédios.

Em termos práticos, a verificação que foi executada após o dimensionamento dos elementos estruturais é a descrita no art.º 4.4.2.3 (4) [6]:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (4.28)$$

em que:

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

De notar que esta condição não tem de ser respeitada no nível superior do edifício sendo esta exclusão contemplada no art.º 4.4.2.3 (6) da mesma norma [6].

4.3 Dimensionamento do edifício pelo método alternativo

O método descrito neste subcapítulo teve como principal objetivo a simplificação do cálculo de armaduras em pilares. Assim, apenas será apresentado o dimensionamento dos elementos verticais, sendo que os horizontais respeitam as mesmas regras de dimensionamento já descritas para o método base.

Para este dimensionamento procurou-se que os pilares tivessem um comportamento semelhante ao que é descrito no EC8 [6] como elementos secundários. De modo a implementar esta premissa foi considerado que os elementos com menor inércia no sentido atuante do sismo não contribuem para o sistema de contraventamento do edifício nessa direção, sendo dimensionados para ação sísmica na direção da sua maior inércia e para as cargas verticais, ou seja, com flexão composta.

4.3.1 Elementos secundários

Como já referido, para o dimensionamento do edifício segundo a metodologia descrita neste subcapítulo, procurou-se que os pilares tivessem um comportamento semelhante ao que é preconizado no EC8 [6] como elementos secundários. De notar que, no caso de estudo, os pilares foram considerados secundários apenas na direção da sua menor inércia, sendo considerados elementos primários na outra direção.

Tal como é referido no art.º 4.2.2 (1)P do EC8 [6]:

"Poderá escolher-se um certo número de elementos estruturais (por exemplo vigas e/ou pilares) como elementos sísmicos "secundários", isto é, que não fazem parte do sistema do edifício resistente às ações sísmicas. A resistência e a rigidez destes elementos às ações sísmicas deve ser desprezada. Não é necessário que obedeam aos requisitos estipulados nas secções 5 a 9. (...)". Este artigo refere também que estes elementos devem ter em consideração os efeitos de segunda ordem e que as suas ligações devem ser corretamente dimensionadas para as cargas gravíticas aquando dos deslocamentos devido à situação de projeto mais desfavorável.

Segundo o art.º 4.2.2 (4) do EC8 [6] a rigidez de todos os elementos sísmicos secundários não deve exceder 15% da de todos os elementos sísmicos primários. Tendo em consideração a rigidez elástica dos elementos verticais tem de se verificar a condição:

$$6 \cdot I_{\text{pilares}[30 \times 70]} \leq 0.15 \cdot 6 \cdot I_{\text{pilares}[70 \times 30]} \quad (4.29)$$

em que:

$I_{\text{pilares}[30 \times 70]}$ inércia de um pilar secundário;

$I_{\text{pilares}[70 \times 30]}$ inércia de um pilar primário.

A razão entre rigidezes obtida no caso de estudo foi de 18.4%. Apesar de estar acima do valor recomendado pelo documento normativo [6], o valor foi considerado adequado.

4.3.2 Dimensionamento de armaduras

O dimensionamento das armaduras das vigas e dos pilares foi feita de acordo com a formulação apresentada no subcapítulo 4.2 para o método base, com as diferenças referidas abaixo:

- no ponto 4.2.2.1, em que são abordadas as imperfeições geométricas dos pilares, para o modelo alternativo, é considerado que, para cada direção, apenas 6 dos 12 pilares resistem ao sismo. Assim, considerou-se $m = 6$.
- no ponto 4.2.2.2, foi assumida uma simplificação no que diz respeito à fluência. Para efeitos de cálculo o valor de ϕ_{ef} foi limitado a 2.5. Esta limitação deve-se ao facto de que, para o método alternativo, alguns dos pilares foram considerados bi-rotulados e assim, o valor de M_{0Ed} é próximo de zero.
- para o dimensionamento segundo o método alternativo, pelas razões acima mencionadas, não foi verificada a flexão desviada.
- no ponto 4.2.3, referente às condições de ductilidade global e local, a verificação desta condição aquando da implementação do método alternativo, foi apenas concretizada nas direções dos nós que contivessem pilares na sua maior inércia. Isto porque, nas restantes situações, se assumiram momentos fletores nulos nos pilares.

4.4 Modelação do edifício para análise modal

A modelação do edifício para a realização da análise modal foi executada no programa de cálculo automático *SAP2000* [1].

4.4.1 Modelação dos materiais

Tratando-se de uma análise elástica linear, a única característica resistente cuja definição foi necessária, foi o módulo de elasticidade do betão. Este material de construção foi definido no programa de cálculo com o auxílio à base de dados do mesmo.

4.4.2 Modelação dos elementos estruturais

4.4.2.1 Modelação das fundações

As fundações do edifício em estudo foram modeladas como um encastramento perfeito ao nível do solo.

4.4.2.2 Definição de secções

Os elementos horizontais e verticais, vigas e pilares respetivamente, foram modelados como elemento de *frame*. As secções destes elementos foram definidas apenas como secções retangulares de betão com as dimensões respetivas.

4.4.2.3 Definição de restrições dos elementos de barra

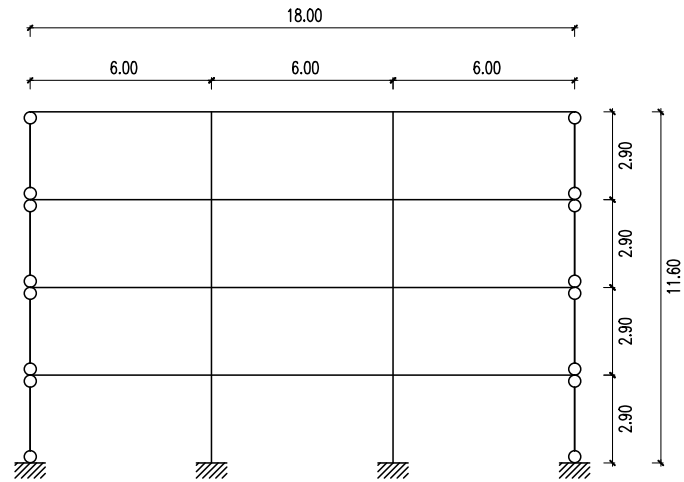
É nesta primeira fase de modelação, em que é realizada a análise elástica linear, que reside a diferença de modelação entre os métodos de dimensionamento estudados nesta dissertação, o modelo base e o modelo alternativo.

No modelo base, todas as ligações entre elementos são monolíticas, transmitindo todos os esforços.

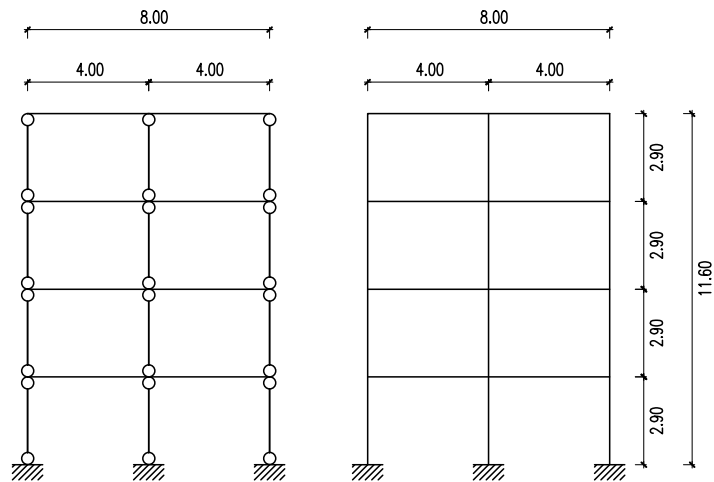
No modelo alternativo os pilares são bi-rotulados na sua menor inércia, e monolíticos na direção ortogonal.

É ilustrado na Figura 4.1 o sistema idealizado na modelação do modelo alternativo. Na Figura 4.1a apresenta-se o modelo do pórtico em x onde os pilares de extremidade se encontram bi-rótulados nesta direção. Na Figura 4.1b mostram-se os pórticos em y , um central, onde todos os pilares estão rotulados nesta direção e um de extremidade onde todos os pilares têm continuidade de momentos. A localização dos pórticos está representada na Figura 4.1c. De notar que as rótulas representadas são cilíndricas.

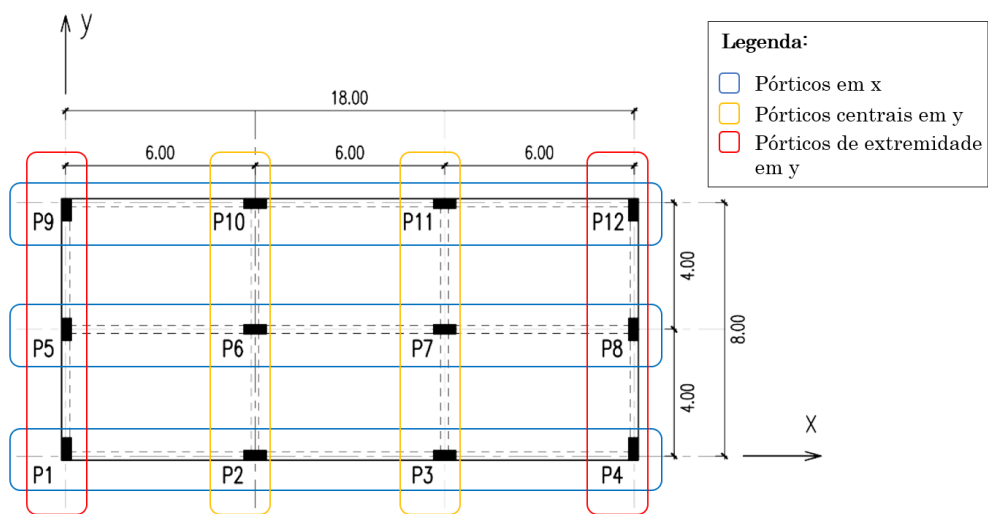
4.4. Modelação do edifício para análise modal



(a) Pórticos em x para o MA



(b) Pórticos em y para o MA - à esquerda os dois pórticos centrais e à direita os dois pórticos de extremidade



(c) Planta com localização dos pórticos

Figura 4.1: Restrições dos elementos de barra para o MA

Tendo em consideração o disposto no art.º 4.3.1 (7) do EC8 [6], foi reduzida em 50% a rigidez elástica de flexão dos pilares e vigas do modelo, sendo que não é tida em consideração uma análise rigorosa dos elementos fendilhados. De forma ao não dimensionamento destes elementos à torção, foi também reduzida a sua rigidez de torção a 5% da sua rigidez elástica não fendilhada. Estes parâmetros foram reduzidos diretamente nas propriedades da secção elástica - Figura 4.2.

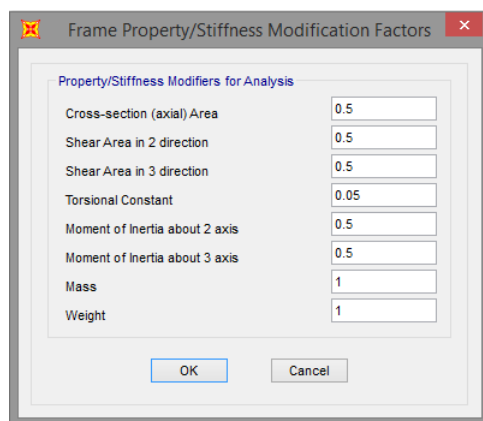


Figura 4.2: Redução das características resistentes das secções elásticas

4.4.2.4 Modelação das lajes

Na presente dissertação as lajes não foram dimensionadas, no entanto, o seu efeito na estrutura não é desprezável e por isso esse efeito está presente na modelação.

Nos modelos em estudo, as lajes foram modeladas como um elemento de *shell* sem propriedades resistentes nem peso. A capacidade de transmissão de cargas característica da laje, foi transposta para o modelo com o auxílio da funcionalidade do programa de cálculo automático *SAP2000* [1] - *Joint Restraints*, que permite a criação de diafragmas rígidos ao nível dos pisos. Quanto à transmissão das cargas verticais presentes na laje (peso próprio, restantes cargas permanente e sobrecargas), foi utilizada uma ferramenta do mesmo programa - *Area uniform loads to frames* - que permite a distribuição correta das cargas, diretamente para os elementos horizontais que vão resistir a estas ações, as vigas.

4.4.3 Modelação das ações

As ações impostas aos modelos em estudo são de igual valor e implementadas de igual forma. Quanto às ações verticais (peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas), foram inseridas nas lajes como cargas distribuídas por unidade de área com a ferramenta já referida - *Area uniform loads to frames* e seguidamente conjugadas pelas combinações de ações referidas no ponto 3.3.3 da presente dissertação. A ação sísmica foi caracterizada por uma função do espectro de resposta automaticamente gerado pelo programa de cálculo *SAP2000* [1] - Figura 4.3.

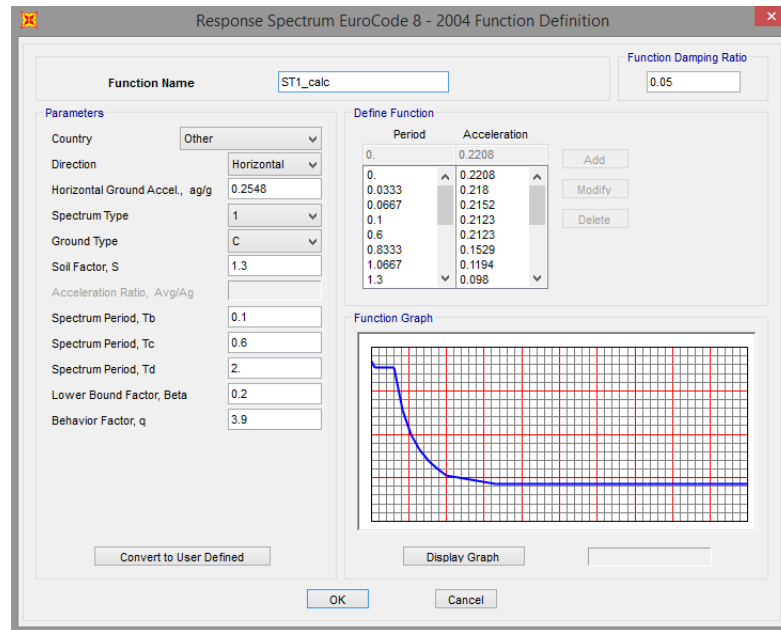


Figura 4.3: Função do espectro de resposta de cálculo tipo 1 no *SAP2000* [1]

4.5 Apresentação e análise de resultados

Como já descrito nos anteriores capítulos, foram desenvolvidos paralelamente dois modelos possíveis para o estudo de uma estrutura, o modelo base e o modelo alternativo. Em ambos os modelos as cargas aplicadas são de igual valor, no entanto, a distribuição de esforços na estrutura difere devido à imposição de libertações feitas aos pilares (referidas no ponto 4.4.2.3 da presente dissertação). Nas Figuras 4.4 e 4.5 apresenta-se uma comparação simbólica desta diferença de distribuição de esforços nos dois diferentes modelos estudados com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000* [1].

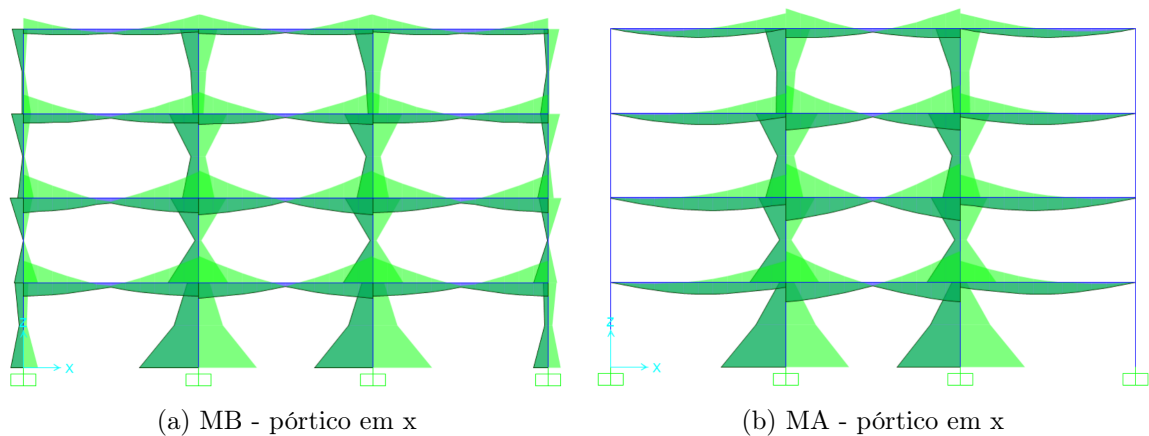


Figura 4.4: Esforços (momento fletor) devido a um sismo na direção x

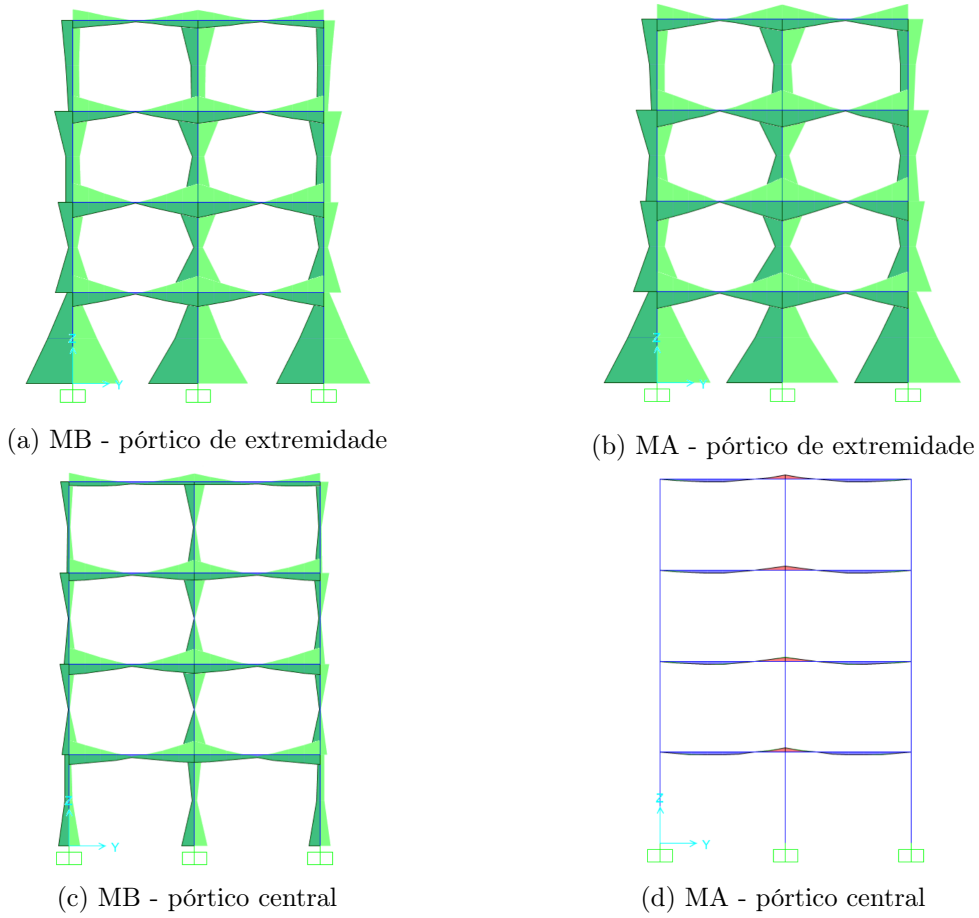


Figura 4.5: Esforços (momento fletor) devido a um sismo na direção y

Com base na modelação apresentada, e com o auxílio do programa de cálculo já referido, foram obtidos períodos de vibração, coeficientes sísmicos (equação 4.30) e corte basal nas duas direções de ambos os modelos, MB e MA. Apresentam-se estes resultados nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3.

$$\beta = \frac{\sum F_h}{\sum F_v} \quad (4.30)$$

em que:

$\sum F_h$ somatório de forças horizontais devidas à ação sísmica;

$\sum F_v$ somatório de forças verticais devidas à ação sísmica.

4.5. Apresentação e análise de resultados

Tabela 4.1: Períodos e raios de participação modal

Modo de vibração	T (s)	MB			
		UX ^a	UY ^b	SumUX ^c	SumUY ^d
1	0.8412	0	0.7961	0.0000	0.7961
2	0.7213	0.8144	0	0.8144	0.7961
3	0.6721	0	0	0.8144	0.7961
4	0.2398	0	0.1318	0.8144	0.9279
5	0.2142	0.1211	0	0.9354	0.9279
6	0.1878	0	0	0.9354	0.9279
7	0.1161	0	0.0542	0.9354	0.9821
8	0.1102	0.0489	0	0.9844	0.9821

Modo de vibração	T (s)	MA			
		UX ^a	UY ^b	SumUX ^c	SumUY ^d
1	1.0507	0	0.7807	0.0000	0.7807
2	0.9193	0.7971	0	0.7971	0.7807
3	0.7217	0	0	0.7971	0.7807
4	0.2850	0	0.1424	0.7971	0.9231
5	0.2608	0.1315	0	0.9286	0.9231
6	0.1977	0	0	0.9286	0.9231
7	0.1313	0	0.0578	0.9286	0.9809
8	0.1266	0.0539	0	0.9825	0.9809

^a Rácio de participação modal na direção x

^b Rácio de participação modal na direção y

^c Somatório do rácio de participação modal na direção x

^d Somatório do rácio de participação modal na direção y

Tabela 4.2: Reações na base

	ΣF_x (kN)		ΣF_y (kN)		ΣF_z (kN)	
	MB	MA	MB	MA	MB	MA
CSC ^a	0	0	0	0	8182.74	8182.74
CST1X ^b	1270.55	981.70	316.08	255.20	5313.77	5313.77
CST1Y ^c	381.17	294.51	1053.60	850.67	5313.77	5313.77

^a Combinação fundamental

^b Combinação ação sísmica do tipo 1 na direção x

^c Combinação ação sísmica do tipo 1 na direção y

Tabela 4.3: Coeficientes sísmicos máximos

	x		y	
	MB	MA	MB	MA
β	23.91%	18.47%	19.83%	16.01%

Como era de prever, pôde constatar-se uma redução, tanto das reações na base como nos coeficientes sísmicos, no método alternativo relativamente ao método base, uma vez que a estrutura tem também uma rigidez inferior.

Capítulo 4. Dimensionamento do edifício com base na análise modal

Com base nos resultados provenientes da análise modal e recorrendo à formulação apresentada no Capítulo 4 da presente dissertação foram dimensionados os elementos estruturais dos modelos em estudo. Expõem-se no Anexo A, as tabelas com as quais se desenvolveu este dimensionamento.

Nas Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam-se as armaduras dos pilares para o método base e método alternativo respetivamente, nas Tabelas 4.6 e 4.7, as armaduras das vigas para os mesmos métodos, pela mesma ordem. Apresenta-se a título de exemplo, na Figura 4.6, a disposição de armaduras para o pilar P1-1.i.

De modo a identificar-se a localização das secções das vigas expostas nas Tabelas 4.6 e 4.7, é apresentada a Figura 4.7.

Tabela 4.4: Armaduras de pilares - MB

P1, P4, P9 e P12					P5 e P8				
pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas	pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas
1.i	8φ25	6φ20	4φ25	φ8//0.10	1.i	8φ25	6φ20	4φ25	φ8//0.075
1.f	8φ20	4φ20	4φ25	φ8//0.10	1.f	8φ25	6φ20	4φ25	φ8//0.075
2.i	8φ20	4φ20	4φ25	φ8//0.10	2.i	8φ25	6φ20	4φ25	φ8//0.075
2.f	8φ20	4φ20	4φ20	φ8//0.10	2.f	8φ25	6φ20	4φ25	φ8//0.075
3.i	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.10	3.i	8φ25	6φ20	4φ25	φ6//0.075
3.f	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.10	3.f	8φ25	6φ20	4φ20	φ6//0.075
4.i	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.10	4.i	8φ25	6φ20	4φ20	φ6//0.075
4.f	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.10	4.f	8φ25	6φ20	4φ20	φ6//0.075

P2, P3, P10 e P11					P6 e P7				
pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas	pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas
1.i	8φ25	4φ20	4φ20	φ8//0.075	1.i	8φ20	4φ20	6φ20	φ8//0.075
1.f	8φ20	4φ20	4φ20	φ8//0.075	1.f	8φ20	4φ20	4φ16	φ8//0.075
2.i	8φ20	4φ20	4φ20	φ8//0.075	2.i	8φ20	4φ20	4φ16	φ8//0.075
2.f	8φ20	4φ20	4φ20	φ8//0.075	2.f	8φ20	4φ20	4φ16	φ8//0.075
3.i	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.075	3.i	8φ20	4φ20	4φ16	φ6//0.075
3.f	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.075	3.f	8φ20	4φ20	4φ16	φ6//0.075
4.i	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.075	4.i	8φ20	4φ20	4φ16	φ6//0.075
4.f	8φ20	4φ20	4φ20	φ6//0.075	4.f	8φ20	4φ20	4φ16	φ6//0.075

^a Nomenclatura da secção. Exemplo: 1.i/f - Pilar do piso 1, meia altura inicial/final

^b Totalidade da armadura dos quatro cantos

^c Armadura de face (compressão e tração) na direção x do eixo global da estrutura

^d Armadura de face (compressão e tração) na direção y do eixo global da estrutura

4.5. Apresentação e análise de resultados

Tabela 4.5: Armaduras de pilares - MA

P1, P4, P9 e P12					P5 e P8				
pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas	pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas
1.i	8 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 25	ϕ 8//0.10	1.i	8 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
1.f	4 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 20	ϕ 8//0.10	1.f	4 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
2.i	4 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 20	ϕ 8//0.10	2.i	4 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
2.f	4 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 8//0.10	2.f	4 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
3.i	4 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 8//0.10	3.i	4 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
3.f	4 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 8//0.10	3.f	4 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
4.i	4 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 8//0.10	4.i	4 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
4.f	4 ϕ 20	4 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 8//0.10	4.f	4 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075

P2, P3, P10 e P11					P6 e P7				
pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas	pilar ^a	canto ^b	x ^c	y ^d	cintas
1.i	8 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	1.i	8 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
1.f	4 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	1.f	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
2.i	4 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	2.i	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
2.f	4 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	2.f	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
3.i	4 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	3.i	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
3.f	4 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	3.f	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
4.i	4 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	4.i	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075
4.f	4 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075	4.f	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8//0.075

^a Nomenclatura da secção. Exemplo: 1.i/f - Pilar do piso 1, meia altura inicial/final

^b Totalidade da armadura dos quatro cantos

^c Armadura de face (compressão e tração) na direção x do eixo global da estrutura

^d Armadura de face (compressão e tração) na direção y do eixo global da estrutura

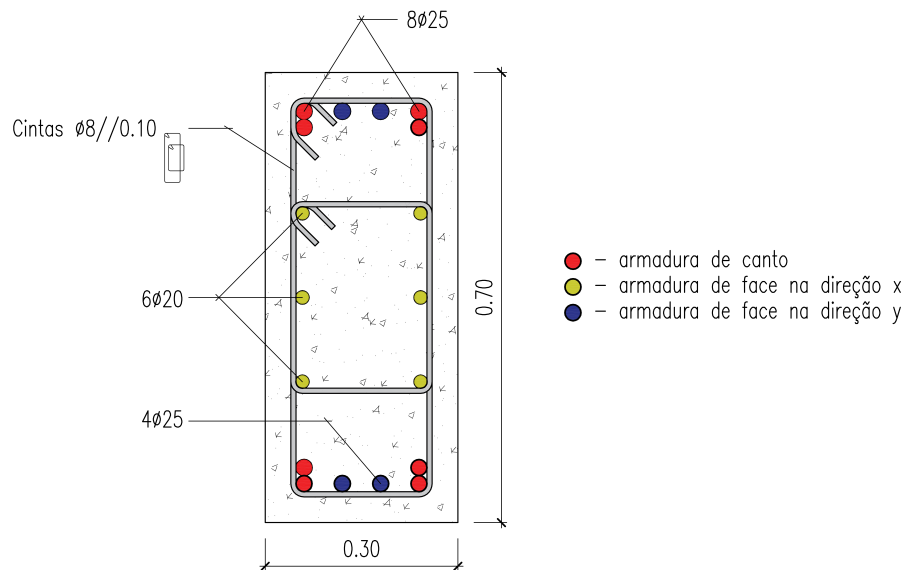


Figura 4.6: Pormenorização da secção do pilar P1-1.i do modelo base

Tabela 4.6: Armaduras de vigas - MB

Viga 1 e 3				Viga 2			
secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos	secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos
S1.1	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	3 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S1.1	4 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S1.2	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S1.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S1.3	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S1.3	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S1.4	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S1.4	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S1.5	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S1.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S2.1	4 ϕ 20	3 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S2.1	4 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S2.2	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S2.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S2.3	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S2.3	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S2.4	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S2.4	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S2.5	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S2.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S3.1	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	3 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S3.1	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S3.2	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S3.2	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S3.3	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 16 + 1 ϕ 12	ϕ 6//0.075	S3.3	4 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S3.4	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 16 + 1 ϕ 12	ϕ 6//0.075	S3.4	4 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S3.5	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S3.5	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25
S4.1	3 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S4.1	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S4.2	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S4.2	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25
S4.3	4 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S4.3	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S4.4	4 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S4.4	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S4.5	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S4.5	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25

Viga 4 e 7				Viga 5 e 6			
secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos	secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos
S1.1	4 ϕ 20	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	ϕ 6//0.10	S1.1	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 20	ϕ 6//0.10
S1.2	4 ϕ 20	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	ϕ 6//0.10	S1.2	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 20	ϕ 6//0.10
S2.1	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	4 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S2.1	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S2.2	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	4 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S2.2	4 ϕ 20	4 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S3.1	4 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.10	S3.1	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	2 ϕ 20	ϕ 6//0.10
S3.2	4 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.10	S3.2	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	2 ϕ 20	ϕ 6//0.10
S4.1	4 ϕ 16	2 ϕ 16 + 1 ϕ 12	ϕ 6//0.075	S4.1	3 ϕ 16	3 ϕ 12	ϕ 6//0.075
S4.2	4 ϕ 16	2 ϕ 16 + 1 ϕ 12	ϕ 6//0.075	S4.2	3 ϕ 16	3 ϕ 12	ϕ 6//0.075

^a Nomenclatura da secção. Exemplo: S1.2 - Viga do piso 1, secção 2

^b Armadura superior da viga

^c Armadura inferior da viga

4.5. Apresentação e análise de resultados

Tabela 4.7: Armaduras de vigas - MA

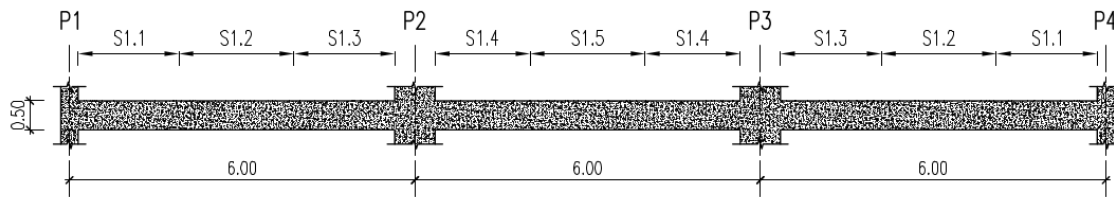
Viga 1 e 3				Viga 2			
secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos	secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos
S1.1	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S1.1	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S1.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25	S1.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S1.3	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	3 ϕ 20	ϕ 6//0.125	S1.3	4 ϕ 25	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S1.4	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	3 ϕ 20	ϕ 6//0.125	S1.4	4 ϕ 25	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S1.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25	S1.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S2.1	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S2.1	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S2.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25	S2.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.25
S2.3	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S2.3	4 ϕ 25	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S2.4	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S2.4	4 ϕ 25	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S2.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25	S2.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S3.1	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S3.1	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S3.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25	S3.2	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S3.3	3 ϕ 25	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S3.3	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S3.4	3 ϕ 25	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S3.4	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 6//0.125
S3.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25	S3.5	2 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 6//0.25
S4.1	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S4.1	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S4.2	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S4.2	2 ϕ 20	3 ϕ 16	ϕ 6//0.25
S4.3	3 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S4.3	4 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S4.4	3 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125	S4.4	4 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.125
S4.5	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25	S4.5	2 ϕ 20	2 ϕ 16	ϕ 6//0.25

Viga 4 e 7				Viga 5 e 6			
secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos	secção ^a	superior ^b	inferior ^c	estribos
S1.1	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	4 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S1.1	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S1.2	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	4 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S1.2	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S2.1	4 ϕ 25	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S2.1	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S2.2	4 ϕ 25	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S2.2	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S3.1	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	4 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S3.1	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S3.2	2 ϕ 25 + 2 ϕ 20	4 ϕ 20	ϕ 6//0.10	S3.2	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S4.1	4 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.10	S4.1	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10
S4.2	4 ϕ 20	2 ϕ 20 + 1 ϕ 16	ϕ 6//0.10	S4.2	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 6//0.10

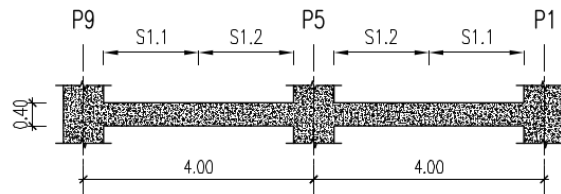
^a Nomenclatura da secção. Exemplo: S1.2 - Viga do piso 1, secção 2

^b Armadura superior da viga

^c Armadura inferior da viga



(a) Secções da viga 1. (Secções das vigas 2 e 3 com a mesma nomenclatura)



(b) Secções da viga 4. (Secções das vigas 5, 6 e 7 com a mesma nomenclatura)

Figura 4.7: Nomenclatura das secções das vigas

São apresentados no Anexo B os valores das verificações referentes às condições de ductilidade global das estruturas segundo o MB e o MA, mencionados no ponto 4.2.3.

4.5.1 Comparação da quantidade de aço utilizado

Após o dimensionamento da estrutura com recurso à análise modal, foi efetuada uma medição das armaduras dos pilares e das vigas para uma comparação entre o método base e o método alternativo.

Na Figura 4.8 apresenta-se a quantidade de aço utilizado nas armaduras longitudinais dos elementos estruturais.

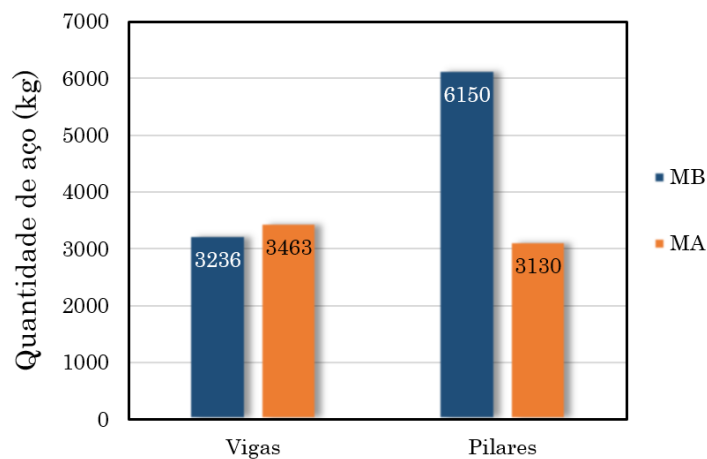


Figura 4.8: Quantidade de aço utilizado nas armaduras longitudinais

Pôde observar-se que apesar de ter ocorrido um ligeiro aumento de 7% na quantidade de aço das vigas, no caso dos pilares houve uma redução de aproximadamente 50%.

Capítulo 5

Aplicação do método N2 de acordo com o EC8

5.1 Introdução

No método alternativo, aquando da atuação da ação sísmica numa direção, existem pilares que não pertencem ao sistema de contraventamento nessa direção. Estes pilares embora não resistam à ação sísmica, deverão garantir a transmissão de ações verticais, pelo que deverão estar aptos a acompanhar o deslocamento sem colapsar. De modo a verificar esta premissa, procurou recorrer-se a um método de análise que integrasse o documento normativo nacional [6]. Assim, sendo o *pushover* uma metodologia correntemente solicitada para a verificação do desempenho estrutural de edifícios existentes, selecionou-se este método com o objetivo de fazer a verificação do edifício dimensionado pelo método alternativo.

5.2 Modelação do edifício para análise *pushover*

A modelação do edifício para a realização da análise *pushover* foi executada no programa de cálculo automático *SAP2000* [1].

5.2.1 Modelação dos materiais

Contrariamente à modelação destinada à análise modal, tratando-se a análise *pushover* de uma análise estática não linear, tanto o betão como o aço foram modelados tendo em consideração o seu comportamento fisicamente não linear. Para a determinação destas características teve-se em consideração o preconizado no art.^o 4.3.3.4.1 (4) do EC8 [6], onde é referido que as propriedades dos elementos devem basear-se em valores médios das propriedades dos materiais.

As valores referentes às propriedades utilizadas são definidos na presente dissertação na Tabela 3.1. No caso do aço, considerou-se que os valores médios são iguais aos característicos.

5.2.2 Modelação dos elementos estruturais

5.2.2.1 Modelação das fundações

De forma equivalente ao definido para a análise elástica linear, as fundações do edifício em estudo foram modeladas como um encastramento perfeito ao nível do solo.

5.2.2.2 Definição de secções

Os elementos horizontais e verticais, vigas e pilares respetivamente, foram modelados como elementos de *frame*, à semelhança do modelo para a execução da análise modal.

As secções foram então criadas com recurso à ferramenta *Section Designer* disponibilizada pelo programa de cálculo automático em utilização. Com esta ferramenta foi possível a discretização da secção, permitindo a introdução das armaduras na sua correta disposição, assim como a implementação de confinamento segundo o modelo de *Mander*. O modelo de *Mander* assumido pelo programa de cálculo encontra-se descrito na nota técnica [2]. Apresenta-se na Figura 5.1 um exemplo de uma das secções definidas.

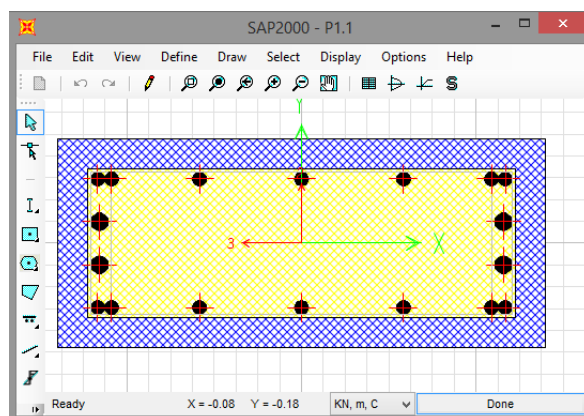


Figura 5.1: Secção definida em *Section Designer*

5.2.2.3 Modelação dos elementos de barra e das lajes

Para a análise em estudo neste capítulo, a modelação dos elementos estruturais deve ser o mais realista possível. Assim, todas as ligações entre elementos são monolíticas, transmitindo todos os esforços. No que respeita às lajes, a sua modelação foi igual à descrita para a análise modal no ponto 4.4.2.4.

5.2.2.4 Consideração da fendilhação nos elementos estruturais

A fendilhação nos elementos estruturais influencia a rigidez dos mesmos e, consequentemente, a rigidez global da estrutura. A consideração desta tornou-se uma questão aquando da modelação para a execução da análise *pushover*, tendo em conta que já estariam a ser consideradas propriedades não lineares nas rótulas plásticas.

Como já referido, no art.º 4.3.1 (7) do EC8 [6], é proposta uma hipótese para que não seja necessário efetuar uma análise rigorosa dos elementos fendilhados, que consiste na redução das propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos em metade

da dos elementos não fendilhados.

Na presente dissertação optou-se por estudar ambas hipóteses nas análises *pushover*, com e sem redução das propriedades dos elementos, tendo-se no entanto concluído que a opção mais correta implicava a consideração dos elementos fendilhados, sendo esta a estudada e apresentada com maior detalhe.

5.2.2.5 Rótulas Plásticas

As rótulas plásticas foram criadas a partir do comando *Frame Hinge* do programa de cálculo automático *SAP2000* [1].

Esta funcionalidade do programa de cálculo permite a definição de diversos tipos de rótulas, ficando ao critério do utilizador a escolha do mais adequado. Assim, para que se mantivesse o máximo controlo das variáveis envolvidas, optou-se pela definição de rótulas plásticas de controlo de deformação, *Moment M3* - Figura 5.2.

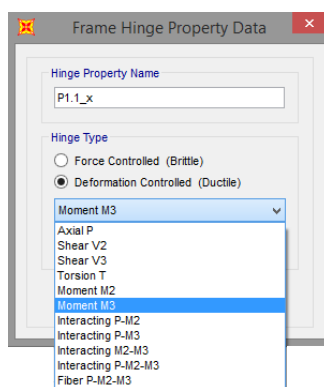


Figura 5.2: *Hinge properties* - Tipo de rótula

Neste tipo de rótula, a influência do esforço axial na resistência da secção tem de ser considerado pelo utilizador e então estar refletido nos parâmetros, *Moment/SF* e *Curvature/SF*, que são introduzidos - Figura 5.3. As características resistentes da secção foram obtidas com auxílio da ferramenta *Section Designer* no mesmo programa de cálculo, tendo em consideração o modelo idealizado *Caltrans* e o valor do esforço axial proveniente da Combinação Quase-Permanente, na localização da rótula plástica - Figura 5.4

Para uma melhor perceção do nível de deformação da rótula plástica aquando da sua análise, foram definidos pontos que resultam num código de cores. Estes pontos representavam 0, 25, 50 e 100% da curvatura máxima, sendo identificados como B, C, D e E respetivamente (representados na Figura 5.3).

Quanto ao comprimento da rótula plástica, foi definido que para os pilares teria 10% do seu comprimento e que para as vigas teria um valor igual ao da sua altura - Figura 5.3.

São apresentados no Anexo C as características das rótulas plásticas presentes nos modelos em estudo.

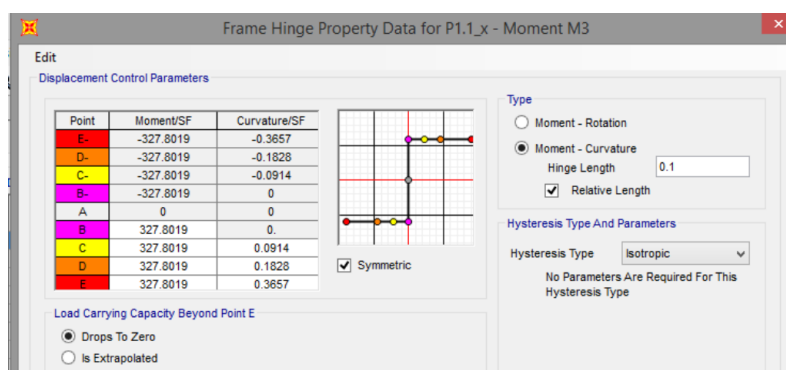


Figura 5.3: *Hinge properties* - Características da rótula

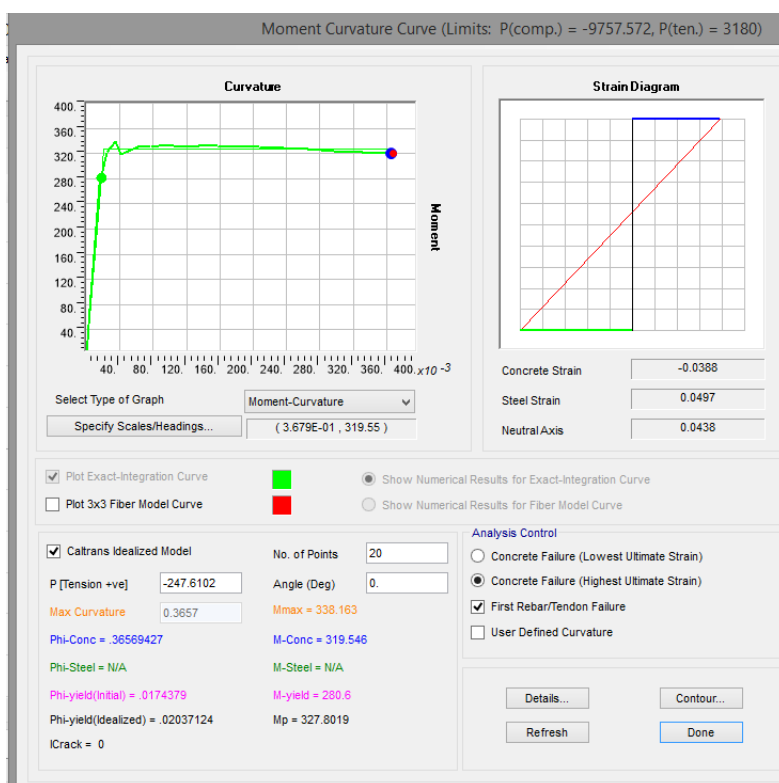


Figura 5.4: *Hinge properties* - Valores Momento-Curvatura

5.2.3 Ações impostas

Como já referido no ponto 2.4 da presente dissertação, a análise *pushover* é executada com a aplicação de duas distribuições de cargas laterais distintas nos locais de modelação das massas, a de distribuição uniforme e a de distribuição modal (referidas neste documento como x_{accel} ou y_{accel} e x_{mode} ou y_{mode} respetivamente).

5.3 Apresentação e análise de resultados

Com a implementação do método N2, foi possível construir as curvas de capacidade dos modelos MB e MA, para os carregamentos considerados. Com base nestas prosseguiu-se para a verificação da capacidade resistente comparando-as com os deslocamentos alvo.

5.3.1 Curvas de capacidade resistente

Apresentam-se na Tabela 5.1 os valores de corte basal máximo (F_{max}), deslocamento-alvo (d_{alvo}) e deslocamento máximo antes da primeira redução no valor da força de corte basal (d_{max}), para ambos os métodos de dimensionamento. São também apresentados os valores de 150% do deslocamento-alvo ($1.5 \cdot d_{alvo}$), sendo que o EC8 [6] exige que a curva de capacidade seja definida até este valor.

Os valores derivados do procedimento de cálculo para a obtenção dos deslocamentos alvo são expostos no Anexo D.

Tabela 5.1: Corte basal e deslocamentos característicos

	MB				MA			
	X _{accel}	X _{mode}	Y _{accel}	Y _{mode}	X _{accel}	X _{accel}	Y _{accel}	Y _{accel}
F_{max} (kN)	3116.65	2512.36	2665.64	2120.54	2601.33	2094.58	2036.95	1621.26
d_{alvo} (m)	0.1031	0.1195	0.1119	0.1372	0.1049	0.1176	0.1064	0.1270
Δ_{alvo} (%)^a	0.9	1.0	1.0	1.2	0.9	1.0	0.9	1.1
1.5·d_{alvo} (m)	0.1546	0.1792	0.1679	0.2058	0.1574	0.1764	0.1596	0.1905
d_{max} (m)	0.7063	0.7749	0.7460	0.8077	0.5189	0.5873	0.5446	0.5927
Δ_{max} (%)^b	6.1	6.7	6.4	7.0	4.5	5.1	4.7	5.1

^a Drift relativo ao deslocamento-alvo - equação 5.1

^b Drift relativo ao deslocamento máximo antes da primeira redução no valor da força de corte basal - equação 5.1

$$\Delta_{alvo} = \frac{d_{alvo}}{H} \cdot 100 \quad ; \quad \Delta_{max} = \frac{d_{max}}{H} \cdot 100 \quad (5.1)$$

em que:

H altura total do edifício.

Expondo de maneira gráfica os valores apresentados na anterior tabela, apresentam-se na Figura 5.5 as curvas de capacidade características dos modelos em estudo.

Pode observar-se que para ambas as direções de aplicação de carga, a de distribuição uniforme (x_{accel} e y_{accel}) mobiliza sempre uma força de corte basal superior à distribuição modal. Como se previa, o modelo base demonstra uma maior capacidade resistente, revelada não só pela mobilização de força de corte basal superior à do modelo alternativo, como também pelo maior deslocamento-alvo apresentado.

Avaliando a metodologia alternativa, constata-se que, para as ações regulamentares, a estrutura tem capacidade resistente para atingir os deslocamentos alvo preconizados no Anexo B do EC8 [6].

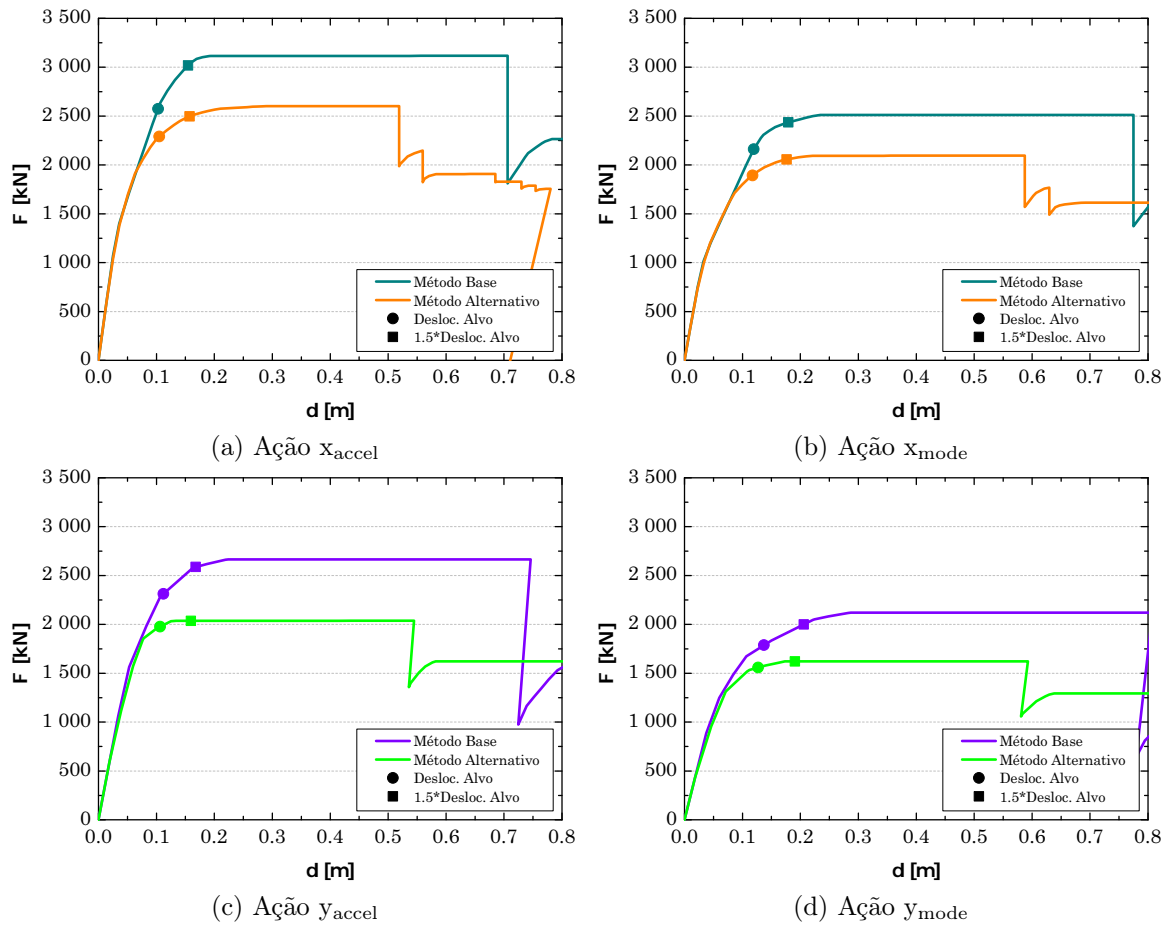


Figura 5.5: Curvas de capacidade e deslocamentos alvo

5.3.1.1 Formação de rótulas plásticas

Podem interpretar-se as variações de inclinação de uma curva de capacidade como uma variação de rigidez global da estrutura em estudo. Para uma melhor compreensão dos motivos de mudança de rigidez dos modelos estudados são apresentadas nas Figuras 5.7 a 5.14 as etapas de formação de rótulas correspondentes aos pontos mais significativos das curvas de capacidade. A Figura 5.6 representa um gráfico genérico para a localização das etapas referidas.

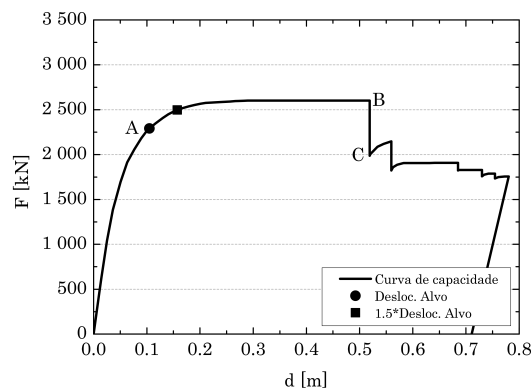


Figura 5.6: Gráfico genérico de etapas da curva de capacidade

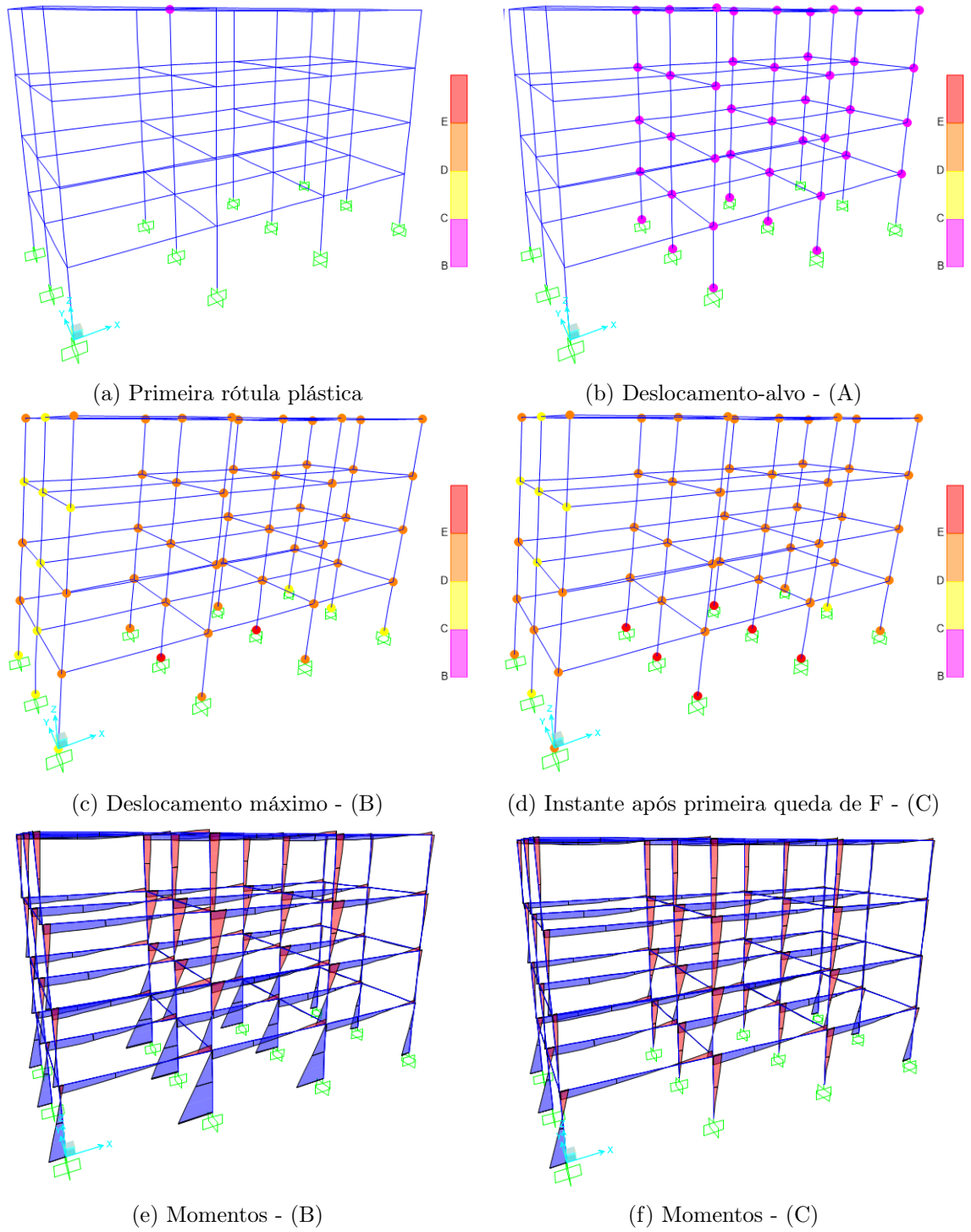


Figura 5.7: MB - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{accel}

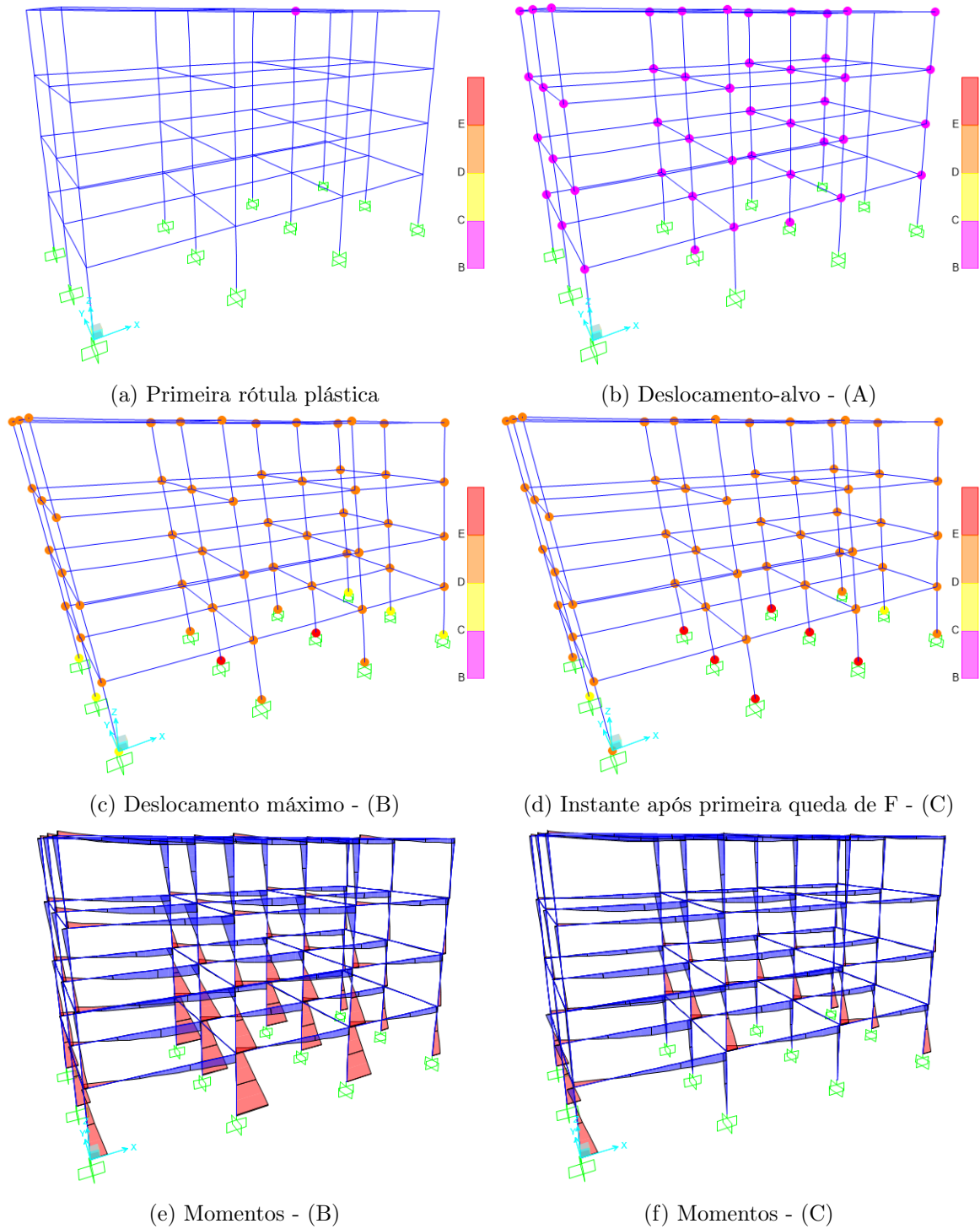


Figura 5.8: MB - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{mode}

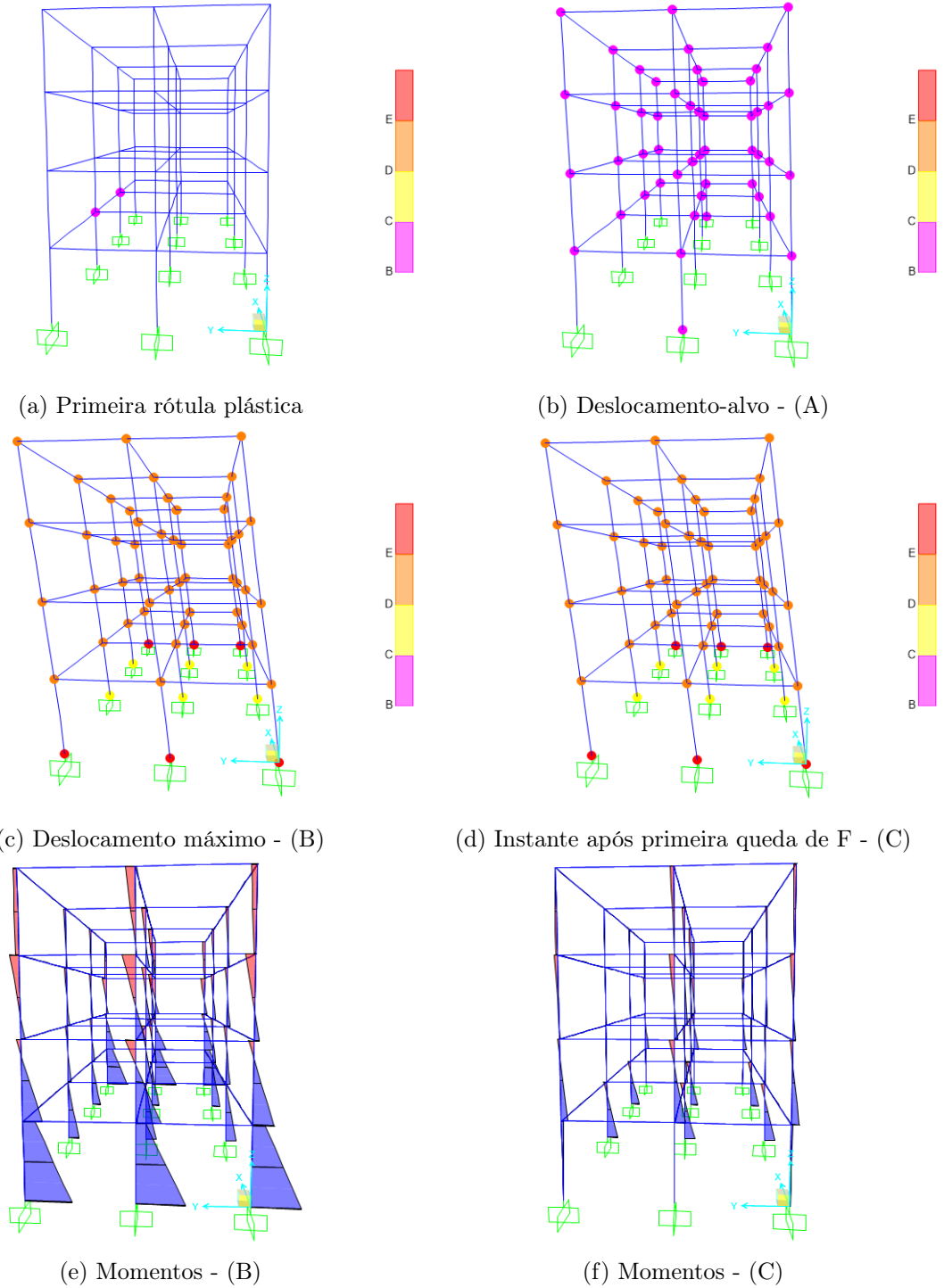


Figura 5.9: MB - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{accel}

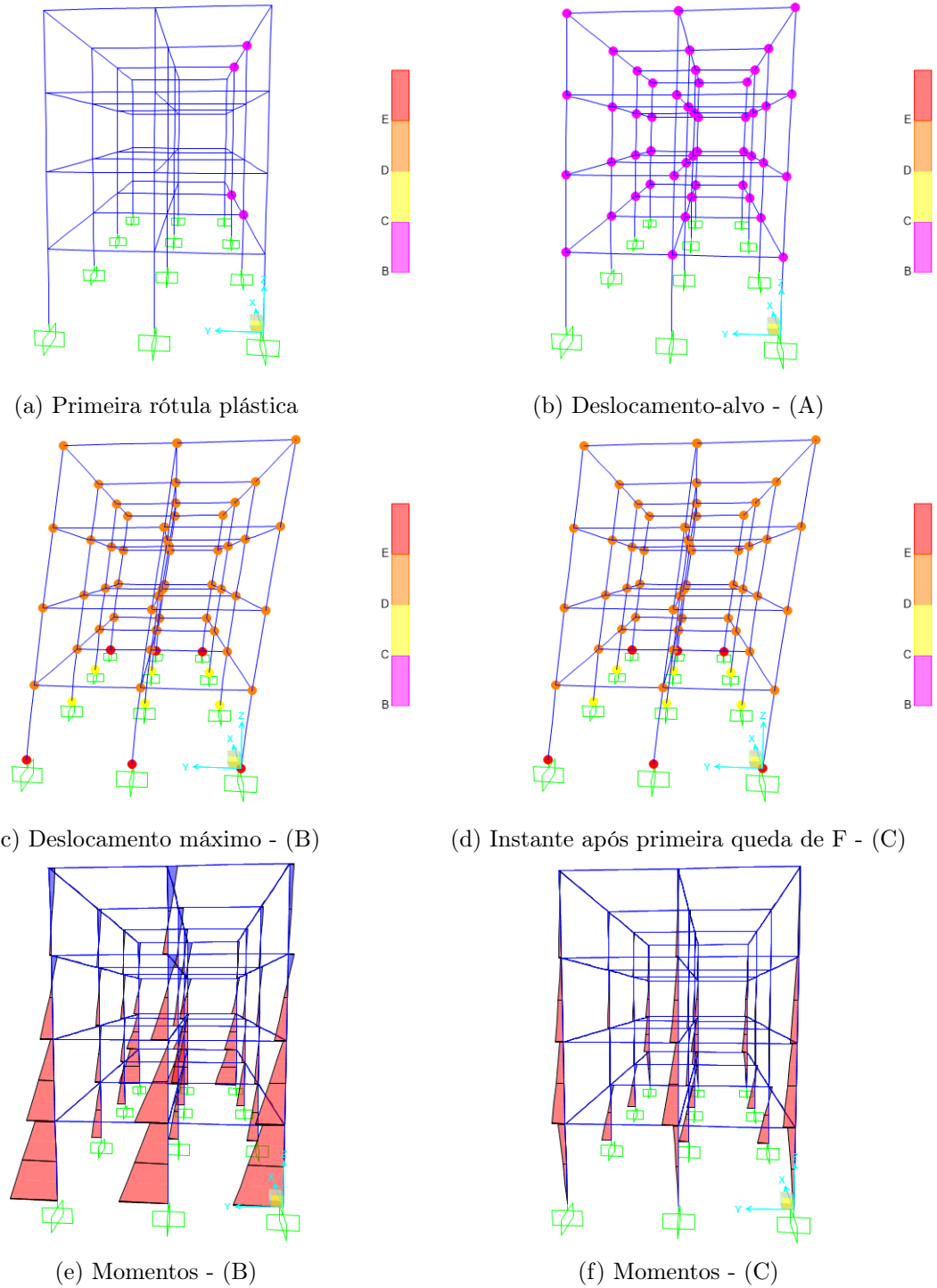


Figura 5.10: MB - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{mode}

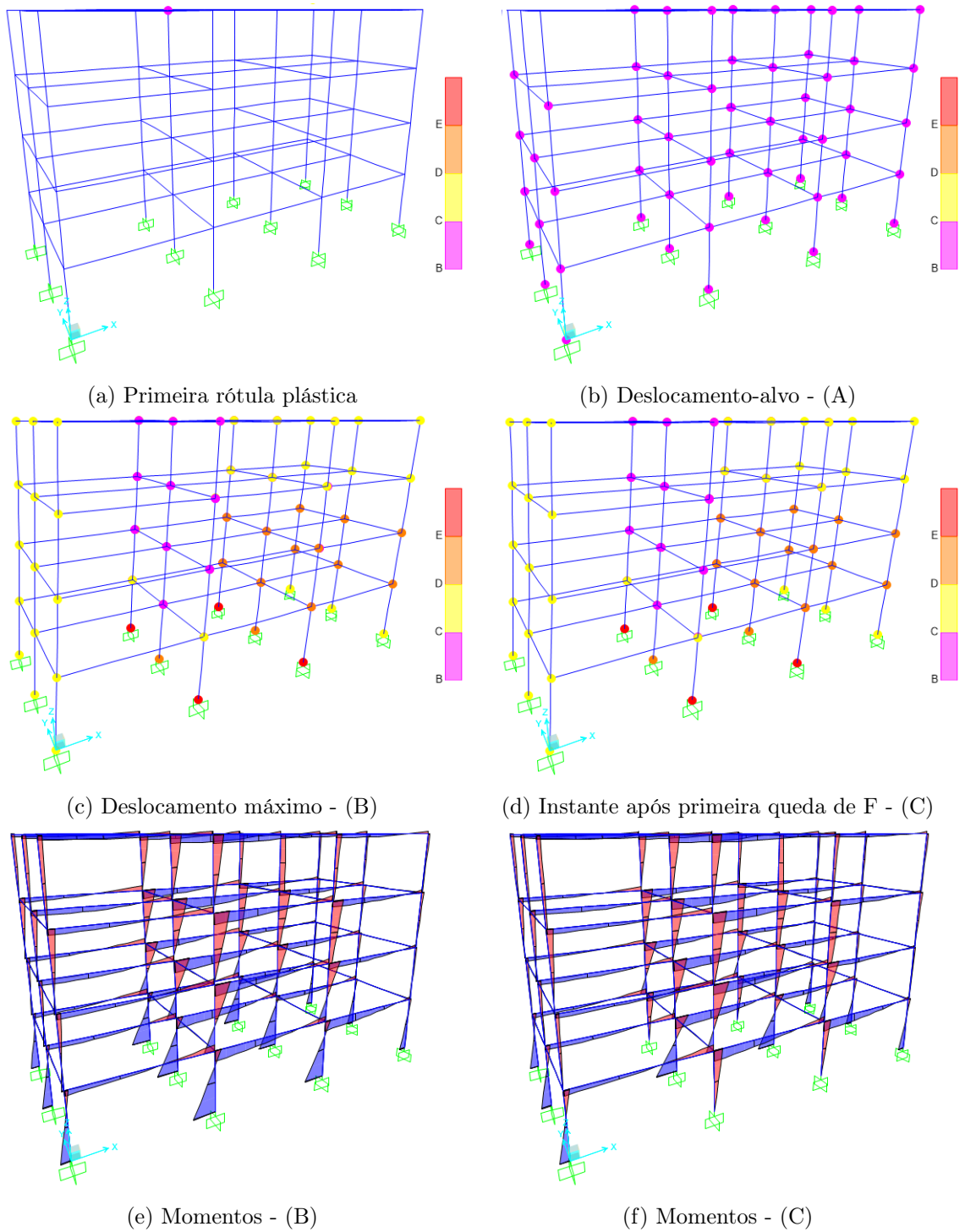


Figura 5.11: MA - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{accel}

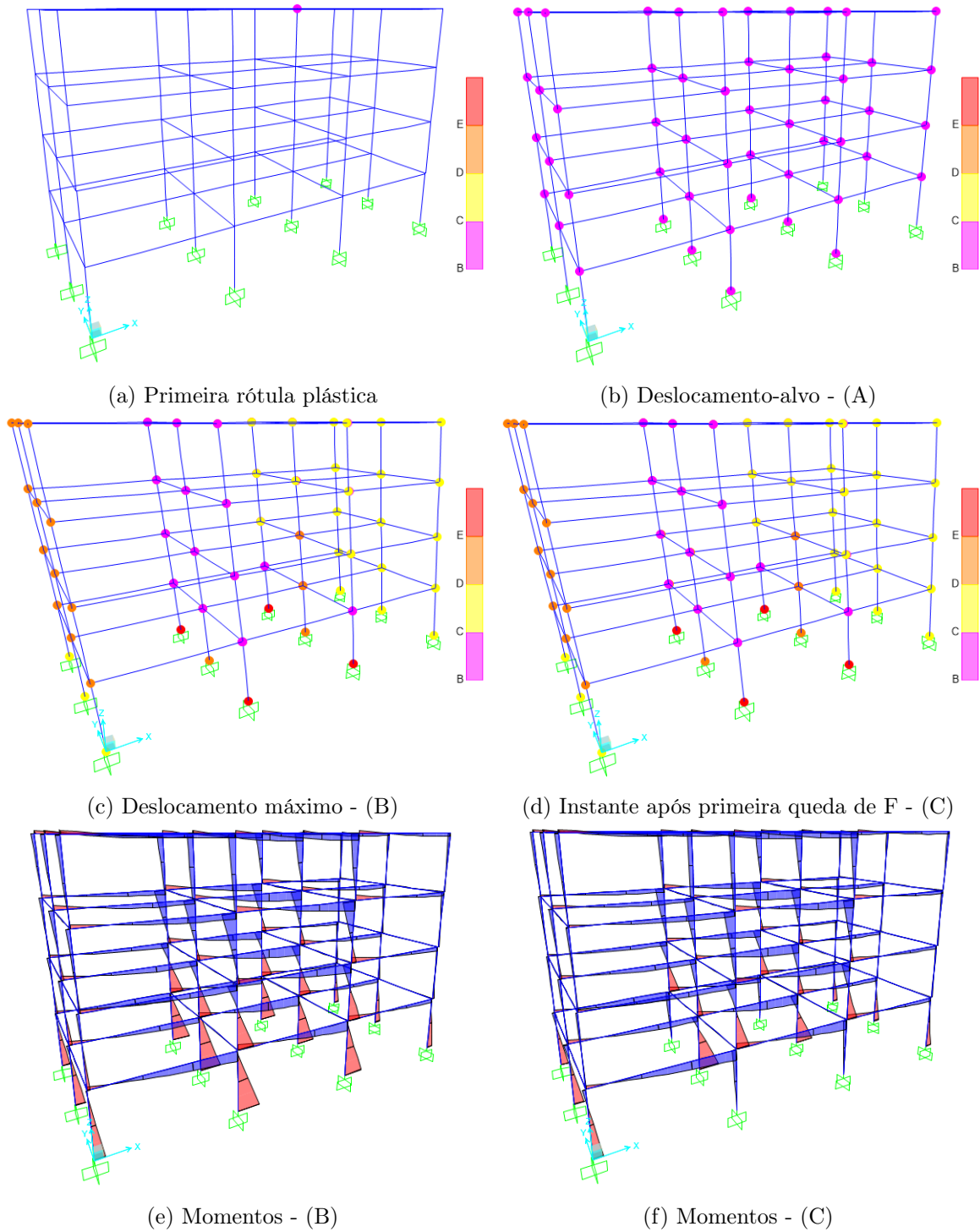


Figura 5.12: MA - Formação de rótulas plásticas - Ação x_{mode}

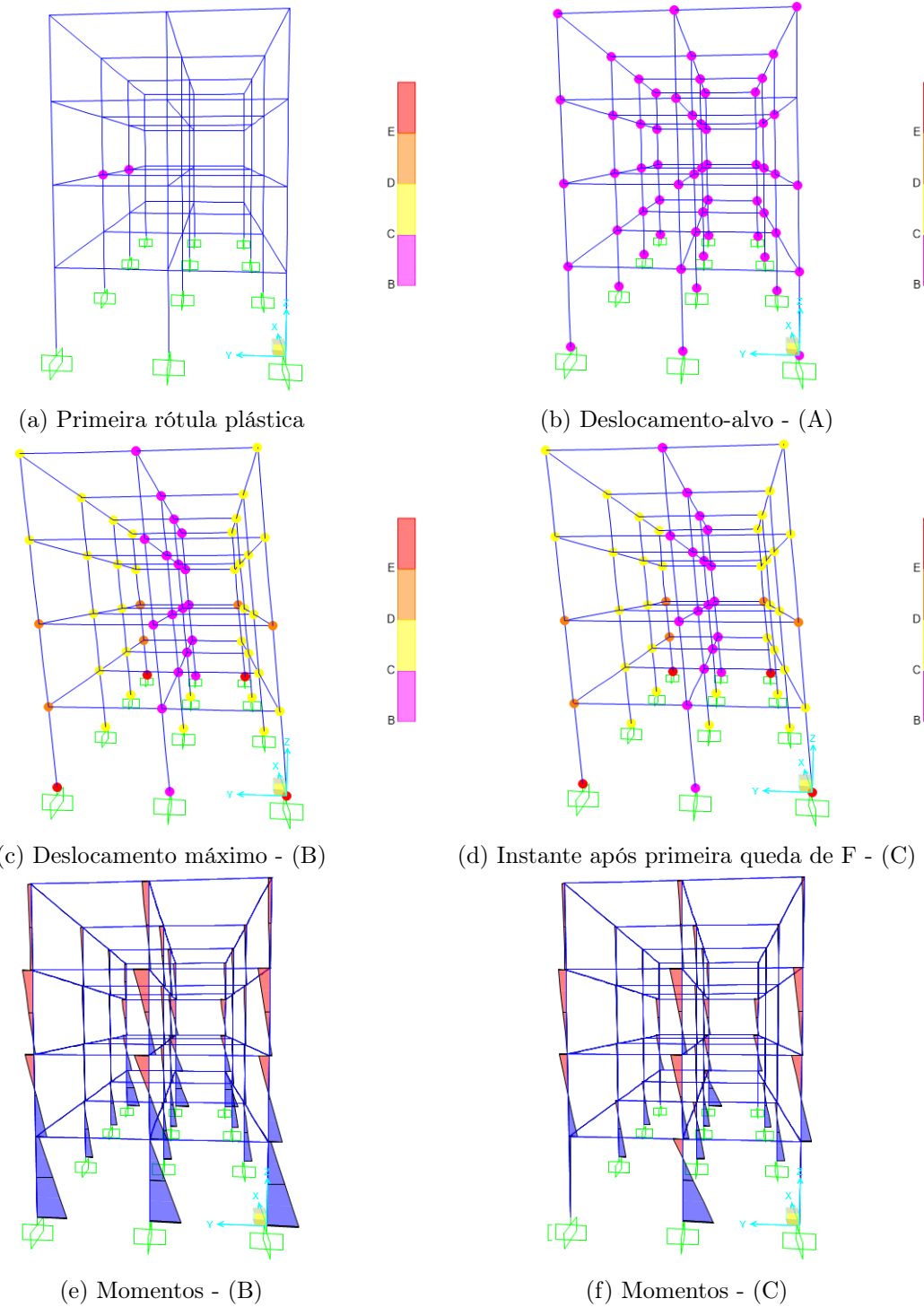


Figura 5.13: MA - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{accel}

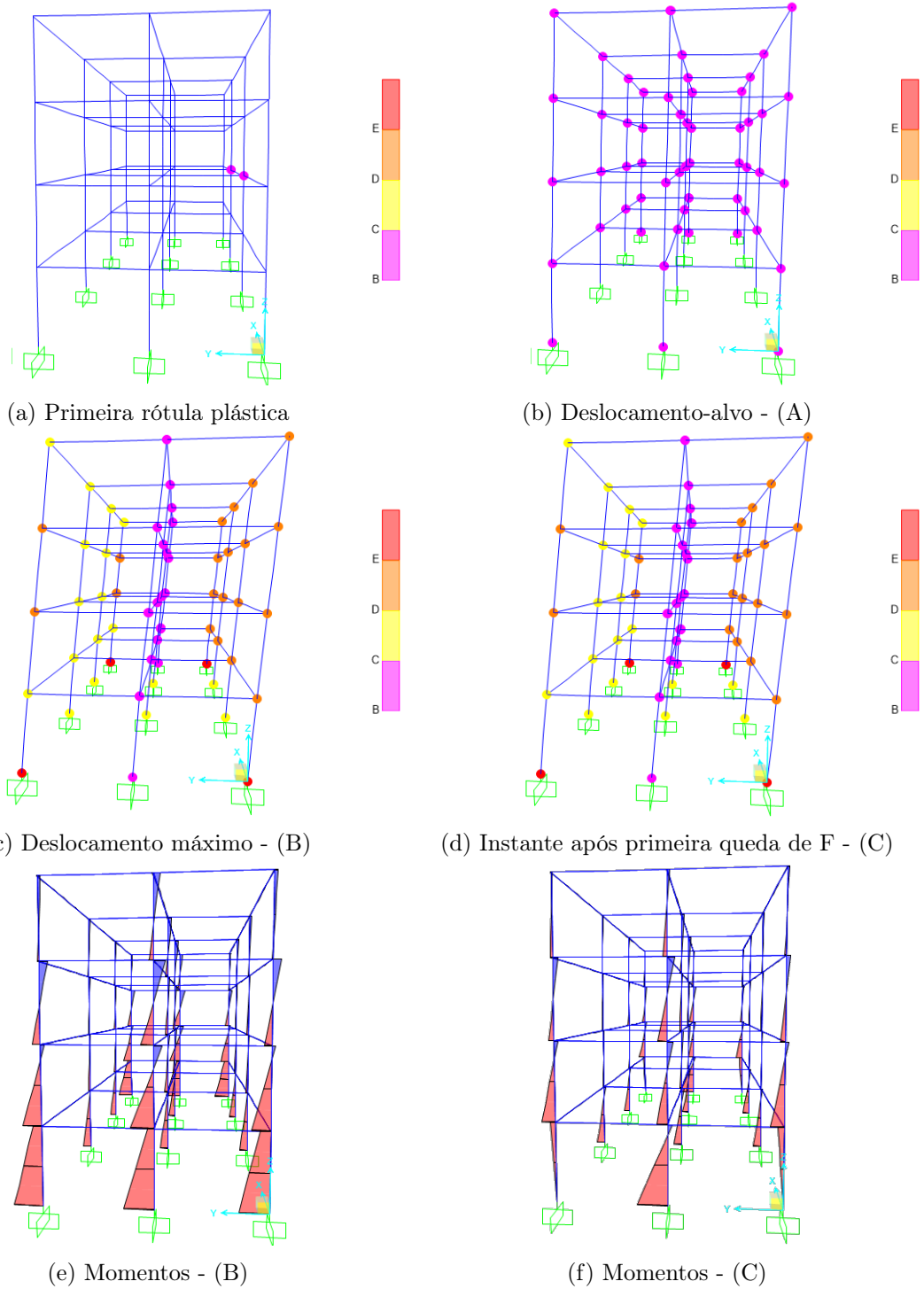


Figura 5.14: MA - Formação de rótulas plásticas - Ação y_{mode}

Com a análise das Figuras 5.7 a 5.14 pôde observar-se que:

- Para todos os modelos estudados, até à etapa em que se atinge o deslocamento-alvo, as rótulas plásticas que se formam não ultrapassam os 25% da sua capacidade de rotação;
- Para o modelo base a primeira queda de capacidade resistente deve-se ao atingir da capacidade máxima de rotação das rótulas plásticas formadas junto às fundações dos 6 pilares principais na direção atuante do sismo;
- Para o modelo alternativo a primeira queda de capacidade resistente deve-se ao atingir da capacidade máxima de rotação das rótulas plásticas formadas junto às fundações de 4 dos 6 pilares principais na direção atuante do sismo. De notar também que dos 6 pilares principais, os quatro que rompem são os que apresentam maior capacidade resistente.

Para uma melhor compreensão da influência do aparecimento das rótulas plásticas na resposta global da estrutura, foi construído um gráfico onde se juntou a força de corte basal e os momentos nas várias rótulas plásticas em função do deslocamento de controlo, ou seja, acrescentou-se um segundo eixo ao gráfico da curva de capacidade que permitiu observar o valor dos momentos fletores nas várias rótulas em cada instante.

Este gráfico foi definido, a título de exemplo, com a curva de capacidade do modelo alternativo, sujeito à ação na direção x , com distribuição constante (Figura 5.15).

Pode observar-se que com o aparecimento da última rótula plástica surge a formação do mecanismo plástico e a força permanece constante a partir desse instante até se atingir a primeira rotura numa rótula plástica.

Com uma análise mais detalhada da formação de rótulas plásticas, e recorrendo ao programa de cálculo automático *SAP2000* [1], foi também possível averiguar se as condições de ductilidade global e local referidas no ponto 4.2.3 são verificadas. Constatou-se que no caso do modelo base, não se formou qualquer rótula plástica nos pilares à exceção das fundações, cumprindo os requisitos preconizados no EC8. No modelo alternativo, ocorreu, até ao deslocamento-alvo, o mesmo fenómeno explicado para o modelo base, no entanto, para o deslocamento máximo antes da primeira queda de capacidade resistente observou-se o aparecimento de rótulas plásticas em, no máximo, 6 pilares, entre o primeiro e o terceiro pisos. De notar também que, nas ligações pilar-viga, houve formação de rótulas plásticas nos pilares, mas nunca bi-rotulando estes elementos.

5.3.1.2 Discussão quanto à consideração da fendilhação nos elementos estruturais

Como já referido no ponto 5.2.2.4, foram inicialmente estudadas duas variantes dos modelos em análise aquando da aplicação do *pushover*, em que se procura entender a influência da consideração da fendilhação nos elementos estruturais. Na primeira hipótese a fendilhação não foi considerada nas propriedades dos elementos estruturais, e na segunda, recorrendo-se ao preconizado no art.^o 4.3.1 (7) do EC8, reduziu-se a rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos em 50%.

Na Figura 5.16, apresentam-se quatro gráficos em que são sobrepostas as curvas de capacidades dos modelos contemplando ambas as variantes.

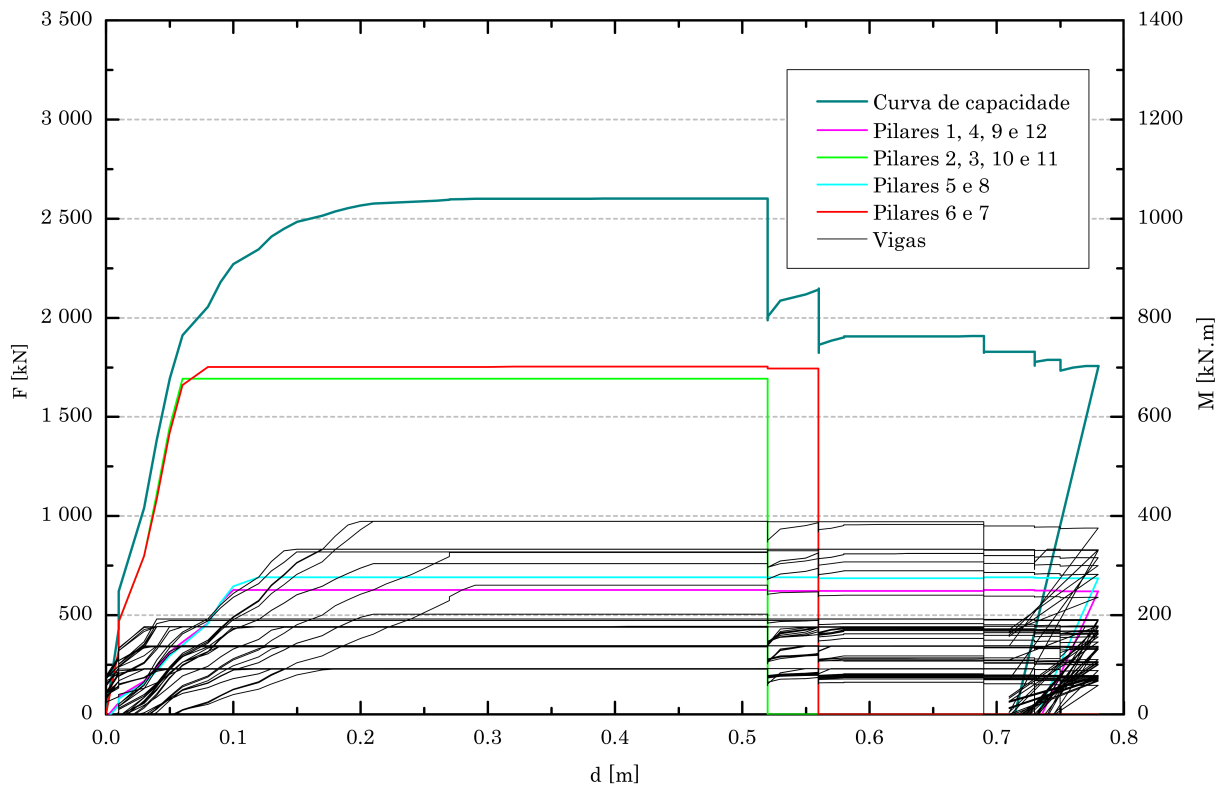


Figura 5.15: MA - Força de corte basal e momentos nas rótulas *vs* deslocamento no nó de controlo

Através da observação da Figura 5.16 pode constatar-se que:

- a força de corte basal máxima não é influenciada pela redução de inércia efetuada em todos os elementos estruturais;
- a redução de inércia dos elementos da estrutura torna-a globalmente mais flexível. Na fase elástica, a estrutura demonstra esta flexibilidade com a maior inclinação da curva de capacidade. Em toda a curva é notório que para o mesmo corte basal os deslocamentos são sempre superiores para os modelos que consideram a fendilhação.

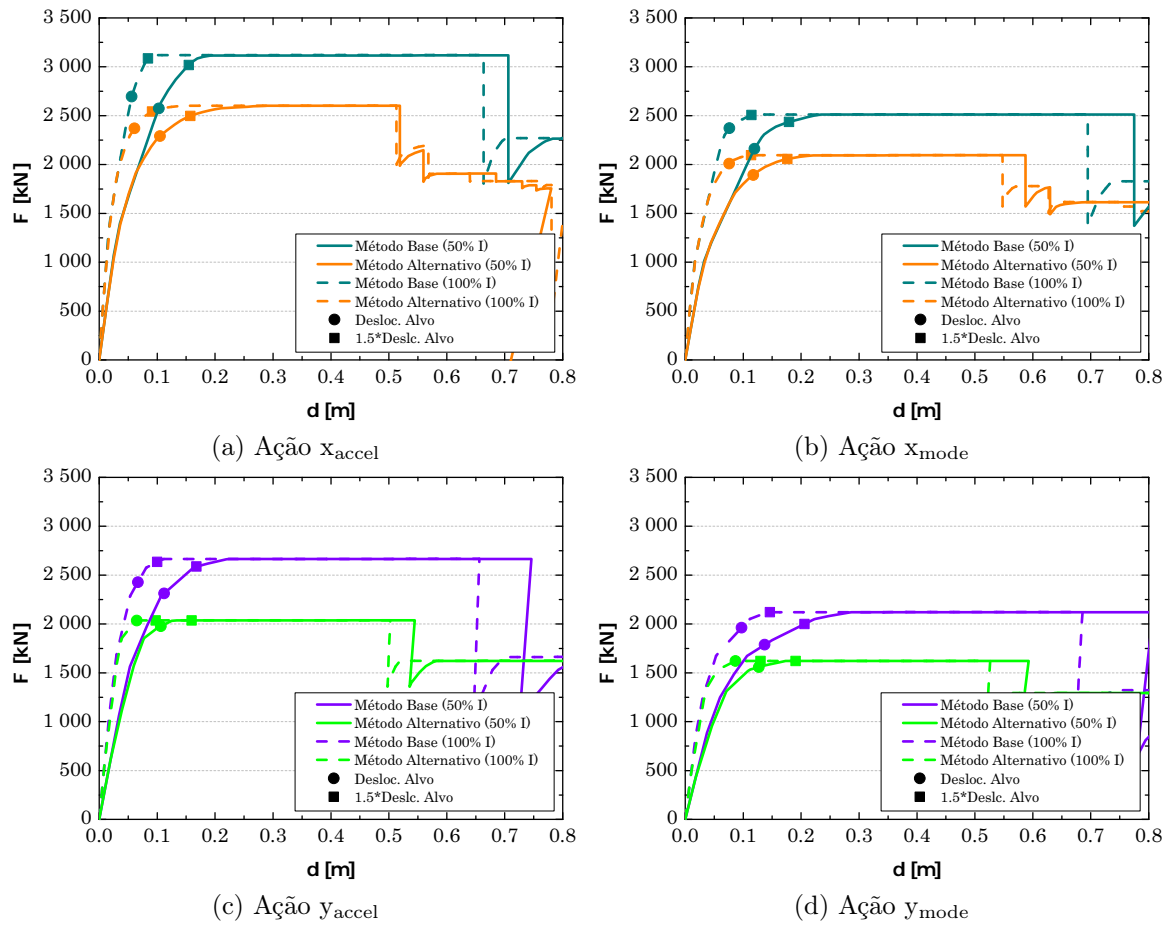


Figura 5.16: Curvas de capacidade para observação da influência da fendilhação

Capítulo 6

Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1 Conclusões

A presente dissertação teve como objetivo o estudo e a validação de uma metodologia de dimensionamento de edifícios porticados de betão armado, resistentes à ação sísmica.

A primeira etapa de trabalhos para a concretização do objetivo proposto consistiu no dimensionamento do edifício idealizado segundo os documentos normativos em vigor [3] [4] [5] [6], obtendo-se o modelo base. Tendo este modelo como referência para as dimensões de secções, partiu-se para o dimensionamento das armaduras do modelo alternativo, tendo em consideração os pressupostos nos quais este se baseia (pilares secundários bi-rotulados e sem consideração de flexão desviada).

Após o dimensionamento das armaduras longitudinais de ambos os modelos pôde concluir-se que apesar de ter ocorrido um ligeiro aumento de 7% na quantidade de aço das vigas, no caso dos pilares houve uma redução de aproximadamente 50%. Na globalidade da estrutura (pilares e vigas) obteve-se uma redução de 30% do volume de aço em armaduras longitudinais.

De modo a verificar-se a segurança e o desempenho estrutural de ambas as hipóteses estudadas foram realizadas análises *pushover* segundo o EC8 [6], a ambas.

Com a construção das curvas de capacidade resistente, pôde observar-se que para ambas as direções de aplicação de carga, a de distribuição uniforme (x_{accel} e y_{accel}) mobiliza sempre uma força de corte basal superior que a de distribuição modal.

Como era de prever, o modelo base demonstra uma maior capacidade resistente, revelada não só pela mobilização de força de corte basal superior à do modelo alternativo, como também pelo maior deslocamento máximo apresentado.

Tendo em consideração os resultados obtidos com as análises *pushover*, pôde concluir-se que as condições de ductilidade global e local referidas no ponto 4.2.3 são verificadas. Constatou-se que no caso do modelo base, não se formou qualquer rótula plástica nos pilares à exceção das fundações, cumprindo os requisitos preconizados no EC8 [6]. No modelo alternativo, ocorreu, até ao deslocamento-alvo, o mesmo fenómeno explicado para o modelo base, no entanto, para o deslocamento máximo antes da primeira queda de capacidade resistente observou-se o aparecimento de rótulas plásticas em, no máximo, 6 pilares, entre o primeiro e o terceiro pisos. De notar também que as rótulas que se formaram fora da base nos pilares, nunca bi-rotulavam

nenhum elemento vertical, aparecendo rótula apenas junto à laje do piso acima.

Com a comparação dos valores de corte basal da Tabela 4.2 (análise modal) com os da Tabela 5.1 (análise *pushover*), constata-se que os valores resultantes desta última são notoriamente superiores aos de dimensionamento. Este facto era expetável, uma vez que a primeira análise teve como objetivo o dimensionamento da estrutura com recurso a coeficientes de segurança e de comportamento, e a segunda pretendia avaliar a resposta da estrutura “real” considerando valores médios para os materiais.

Avaliando a metodologia alternativa, constata-se que, para as ações regulamentares, a estrutura tem capacidade resistente para atingir os deslocamentos alvo preconizados no Anexo B do EC8 [6].

Pôde também concluir-se, com base no estudo da influência da fendilhação, que a força de corte basal máxima não é influenciada pela redução de inércia efetuada em todos os elementos estruturais e que a redução de inércia dos elementos da estrutura a torna globalmente mais flexível. Na fase elástica, a estrutura demonstra esta flexibilidade com a maior inclinação da curva de capacidade. Em toda a curva é notório que para o mesmo corte basal os deslocamentos são sempre superiores para os modelos que consideram a fendilhação.

6.2 Desenvolvimentos futuros

A presente dissertação focou-se no dimensionamento de um edifício de quatro pisos, porticado e de betão armado. De forma a corroborar a viabilidade da metodologia alternativa estudada, sugere-se a realização dos procedimentos descritos neste trabalho para um conjunto de edifícios de características distintas. Propõe-se estruturas com variável número de pisos, irregulares em planta e altura. Recomenda-se ainda modelos com diferentes tipos estruturais, nomeadamente estruturas com paredes resistentes e mistas pórticos/paredes.

Durante o desenvolvimento da dissertação, os momentos gerados pelas imperfeições geométricas e efeitos de segunda ordem nos pilares suscitaram duas questões que deveriam ser averiguadas futuramente:

- a primeira consiste no facto de os deslocamentos nos pilares que provocam os momentos de segunda ordem serem diferentes em cada pilar, segundo a metodologia proposta pelo eurocódigo. Este fenómeno não é coerente com o conceito de diafragma rígido.
- a segunda surgiu com o estudo da metodologia alternativa apresentada, uma vez que, com a consideração dos efeitos de segunda ordem e das imperfeições geométricas, os pilares apresentam momentos em ambas as direções, necessitando assim da verificação à flexão desviada. Para esta premissa, sugeria-se que os momentos devidos aos efeitos de segunda ordem e às imperfeições geométricas na menor inércia dos elementos fossem distribuídos pelos pilares que devem resistir aos esforços nessa direção.

Bibliografia

- [1] CSI Computers and Structures Inc. (2014). *CSI Analysis Reference Manual. For SAP2000[®], ETABS[®], SAFE[®] and CSiBridge[®]* Berkeley, California.
- [2] CSI Computers and Structures, Inc. (2008). *Technical Note - Material Stress-Strain Curves*. Berkeley, California.
- [3] European Committee for Standardization (CEN) - EN 1990. (2009). *Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [4] European Committee for Standardization (CEN) - EN 1991-1-1. (2009). *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos Volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [5] European Committee for Standardization (CEN) - EN 1992-1-1. (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [6] European Committee for Standardization (CEN) - EN 1998. (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [7] Fajfar, P. e Fischinger, M. (1988). *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. (Vol. V). *N2 - A method for nonlinear seismic analysis of regular buildings*. Tokyo-Kyoto, Japan.
- [8] Fardis, M. N. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*. (Vol. 8). Springer Science & Business Media.
- [9] Federal Emergency Management Agency. (1997). *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Volume 8. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*.
- [10] Lúcio, V. (2009). *Folhas da disciplina de Estruturas de Betão Armado 1 - 6 Flexão Simples*. UNL FCT. Portugal
- [11] Lúcio, V. (2009). *Folhas da disciplina de Estruturas de Betão Armado 1 - 7 Esforço Transverso*. UNL FCT. Portugal

BIBLIOGRAFIA

- [12] Lúcio, V. (2012). Folhas da disciplina de Estruturas de Betão Armado 1 - *11 Flexão composta e desviada*. UNL FCT. Portugal

Anexo A

Dimensionamento dos elementos estruturais

No presente anexo é feita a exposição de parte das tabelas de cálculo do dimensionamento dos elementos estruturais do edifício em estudo. De modo a evitar um anexo excessivamente extenso, apresenta-se apenas o dimensionamento de uma viga e de um pilar.

A.1 Vigas

Neste capítulo é apresentado o dimensionamento das vigas. Representando-se apenas parte da folha correspondente ao troço entre os pilares P1 e P2, da viga 1, do primeiro piso.

Tabela A.1: Dimensionamento de vigas - Parte 1

Elemento	Secção		d (m)	l (m)	Posição	Comb.	StepType	V ₂ (kN)	M ₃ (kN.m)
V1.1.1	h (m)	b (m)	0.50	0.25	0.444	6.00	0.0	CSC	
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.0	0.0	ENVismo	Max	-52.36
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.0	0.0	ENVismo	Min	10.10
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.0	0.0	ENVismo	Max	91.81
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.0	0.0	ENVismo	Min	-154.40
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.5	0.5	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.5	0.5	ENVismo	Max	-25.43
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.5	0.5	ENVismo	Min	12.45
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.5	0.5	ENVismo	Max	86.24
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	0.5	0.5	ENVismo	Min	-117.24
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.0	1.0	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.0	1.0	ENVismo	Max	-42.77
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.0	1.0	ENVismo	Min	16.40
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.0	1.0	ENVismo	Max	79.10
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.0	1.0	ENVismo	Min	-81.65
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.5	1.5	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.5	1.5	ENVismo	Max	-33.93
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.5	1.5	ENVismo	Min	21.93
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.5	1.5	ENVismo	Max	69.58
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	1.5	1.5	ENVismo	Min	-63.54
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.0	2.0	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.0	2.0	ENVismo	Max	-22.40
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.0	2.0	ENVismo	Min	29.05
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.0	2.0	ENVismo	Max	56.90
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.0	2.0	ENVismo	Min	-18.38
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.5	2.5	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.5	2.5	ENVismo	Max	-9.53
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.5	2.5	ENVismo	Min	36.96
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.5	2.5	ENVismo	Max	40.40
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	2.5	2.5	ENVismo	Min	-48.51
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.0	3.0	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.0	3.0	ENVismo	Max	3.34
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.0	3.0	ENVismo	Min	44.87
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.0	3.0	ENVismo	Max	30.13
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.0	3.0	ENVismo	Min	-40.59
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.5	3.5	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.5	3.5	ENVismo	Max	16.21
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.5	3.5	ENVismo	Min	52.78
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.5	3.5	ENVismo	Max	48.44
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	3.5	3.5	ENVismo	Min	-4.47
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.0	4.0	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.0	4.0	ENVismo	Max	29.08
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.0	4.0	ENVismo	Min	60.69
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.0	4.0	ENVismo	Max	62.81
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.0	4.0	ENVismo	Min	-24.77
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.5	4.5	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.5	4.5	ENVismo	Max	40.61
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.5	4.5	ENVismo	Min	67.81
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.5	4.5	ENVismo	Max	73.35
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	4.5	4.5	ENVismo	Min	-17.65
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.0	5.0	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.0	5.0	ENVismo	Max	49.44
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.0	5.0	ENVismo	Min	73.34
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.0	5.0	ENVismo	Max	80.72
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.0	5.0	ENVismo	Min	-12.12
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.5	5.5	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.5	5.5	ENVismo	Max	55.59
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.5	5.5	ENVismo	Min	77.29
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.5	5.5	ENVismo	Max	85.73
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	5.5	5.5	ENVismo	Min	-8.18
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	6.0	6.0	CSC		
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	6.0	6.0	ENVismo	Max	59.04
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	6.0	6.0	ENVismo	Min	79.64
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	6.0	6.0	ENVismo	Max	89.16
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	6.0	6.0	ENVismo	Min	-5.82
V1.1.1	0.50	0.25	0.444	6.00	6.0	6.0	ENVismo	Max	-177.41

Tabela A.2: Dimensionamento de vigas - Parte 2

Posição	Armaduras Longitudinais											
	μ_{sup}	μ_{inf}	ω_{sup}	ω_{inf}	$\omega_{sup}^{m\acute{a}x}$	$\omega_{inf}^{m\acute{a}x}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}^{adopt}$	$A_{s,inf}^{adopt}$	$A_{s,sup}^{efeti}(\text{cm}^2)$	$A_{s,inf}^{efeti}(\text{cm}^2)$
0.0									2 ϕ 20	3 ϕ 16	10.31	6.03
0.0	0.1566	0.0931	0.1713	0.0979					2 ϕ 16			
0.0												
0.5												
0.5	0.1189	0.0875	0.1270	0.0917								
0.5					0.1713	0.0979	9.8457	5.6290				
1.0												
1.0	0.0828	0.0802	0.0866	0.0838								
1.0												
1.5												
1.5	0.0491	0.0706	0.0504	0.0733								
1.5												
2.0									2 ϕ 20	2 ϕ 16	6.28	4.02
2.0	0.0186	0.0577	0.0188	0.0595								
2.0												
2.5												
2.5	0.0080	0.0410	0.0080	0.0419								
2.5												
3.0												
3.0	0.0202	0.0412	0.0204	0.0421	0.0339	0.0659	1.9475	3.7868				
3.0												
3.5												
3.5	0.0045	0.0491	0.0045	0.0504								
3.5												
4.0												
4.0	0.0333	0.0637	0.0339	0.0659								
4.0												
4.5									4 ϕ 20	4 ϕ 16	12.57	8.04
4.5	0.0660	0.0744	0.0683	0.0774								
4.5												
5.0												
5.0	0.1018	0.0819	0.1076	0.0856								
5.0					0.2000	0.0950	11.4930	5.4580				
5.5												
5.5	0.1401	0.0870	0.1516	0.0911								
5.5												
6.0												
6.0	0.1800	0.0905	0.2000	0.0950								
6.0												

Tabela A.3: Dimensionamento de vigas - Parte 3

A_{sw}/S_{mtn} (cm^2)		$A_{sw}/S_{min,2r}$ (cm^2)	A_{sw}/S_{mtn}^{adopt}	Armadura de esforço transverso			$ V_2(x) $ (kN)	A_{sw}/s (cm^2)	A_{sw}/S_{2r} (cm^2)	A_{sw}/s^{adopt}	A_{sw}/s^{effect} (cm^2)
				A_{sw}/s^{effect} (cm^2)	zona	Verif. Esmag.					
2.19	$\phi 6//0.25$	1.10		1.13	x = 0	Ok!	75.37	2.578	1.289	$\phi 6//0.125$	2.26
					x = 1	Ok!	79.64	2.724	1.362	$\phi 6//0.125$	2.26

A.2 Pilares

Neste capítulo é apresentado o dimensionamento dos pilares. Representando-se, a título de exemplo, apenas parte da folha correspondente ao troço de um pilar, da fundação à laje do 1º piso para o modelo base.

De notar que para o dimensionamento dos pilares segundo o modelo base é utilizada a tabela apresentada na sua totalidade. No entanto, segundo o modelo alternativo, não é utilizada a Tabela A.9 - Parte 6.

Tabela A.4: Dimensionamento de pilares - Parte 1

Posição (m)	Secção				Comb.	StepType	Esforços Atuantes SAP2000				
	b ₂ (m)	h ₃ (m)	d ₂ (m)	d ₃ (m)			N (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kN.m)	M ₃ (kN.m)
0.00	0.70	0.30	0.64	0.24	CQP		262.83	-6.99	-2.95	-2.61	-6.88
0.00	0.70	0.30	0.64	0.24	CSC		396.11	-11.32	-4.77	-4.22	-11.13
0.00	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1X	Max	57.72	40.38	34.12	109.79	86.00
0.00	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1X	Min	467.84	-53.67	-40.04	-115.03	-98.64
0.00	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1Y	Max	0.86	7.51	120.64	372.08	21.42
0.00	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1Y	Min	524.70	-20.79	-126.55	-377.32	-34.06
2.90	0.70	0.30	0.64	0.24	CQP		247.61	-6.99	-2.95	5.95	13.40
2.90	0.70	0.30	0.64	0.24	CSC		375.56	-11.32	-4.77	9.61	21.68
2.90	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1X	Max	42.50	40.38	34.12	17.30	57.07
2.90	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1X	Min	452.62	-53.67	-40.04	-5.39	-31.19
2.90	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1Y	Max	-14.36	7.51	120.64	43.77	26.26
2.90	0.70	0.30	0.64	0.24	CST1Y	Min	509.48	-20.79	-126.55	-31.86	-0.38

Tabela A.5: Dimensionamento de pilares - Parte 2

L _p	I _{p2}	I _{p3}	Efeitos de 1ºordem						Verificação Elem. Isolados					
			k ₁	k ₂	x	l _{0,x}	k ₁	k ₂	y	l _{0,y}	λ _x	λ _y	λ _{lim}	Verif. _x
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	43.09	2ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	35.10	2ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	91.95	1ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	32.29	2ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	752.40	1ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	30.49	2ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	44.39	2ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	36.05	2ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	107.16	1ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	32.83	2ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	-	1ºOrd.	1ºOrd.
2.90	8.58E-03	1.58E-03	0.100	0.626	0.626	4.381	0.100	4.435	5.745	50.59	28.43	30.95	2ºOrd.	1ºOrd.

Tabela A.6: Dimensionamento de pilares - Parte 3

Imperf. Geométr. $e_{i,x}$	$e_{i,y}$	Efeitos de 1º ordem					Efeitos de 2º ordem				
		$ M_{0Ed,x}(3) $	$ M_{0Ed,y}(2) $	$ M_{0Eqp,x}(3) $	$ M_{0Eqp,y}(2) $	$\omega_{(com As=1\%)}$	K_r	K_ϕ	$1/r_0$	$1/r$	$e_{2,x}$
5.37E-03	7.05E-03	8.29	4.47	8.29	4.47	0.218	1.0	1.4	0.0199	0.0279	10
5.37E-03	7.05E-03	13.26	7.02	9.01	5.41	0.218	1.0	1.3	0.0199	0.0253	10
5.37E-03	7.05E-03	86.31	110.20	7.19	3.02	0.218	1.0	1.0	0.0199	0.0205	10
5.37E-03	7.05E-03	101.16	118.33	9.39	5.91	0.218	1.0	1.0	0.0199	0.0206	10
5.37E-03	7.05E-03	21.42	372.09	6.88	2.62	0.218	1.0	1.1	0.0199	0.0224	10
5.37E-03	7.05E-03	36.88	381.02	9.70	6.31	0.218	1.0	1.1	0.0199	0.0220	10
5.37E-03	7.05E-03	14.73	7.69	14.73	7.69	0.218	1.0	1.4	0.0199	0.0279	10
5.37E-03	7.05E-03	23.70	12.25	15.42	8.59	0.218	1.0	1.3	0.0199	0.0251	10
5.37E-03	7.05E-03	57.30	17.60	13.63	6.24	0.218	1.0	1.1	0.0199	0.0218	10
5.37E-03	7.05E-03	33.62	8.58	15.84	9.13	0.218	1.0	1.2	0.0199	0.0237	10
5.37E-03	7.05E-03	26.34	43.87	13.48	6.05	0.218	1.0	1.2	0.0199	0.0240	10
5.37E-03	7.05E-03	3.12	35.45	16.14	9.54	0.218	1.0	3.1	0.0199	0.0617	10

Tabela A.7: Dimensionamento de pilares - Parte 4

$\omega_{(com As=1\%)}$	Efeitos de 2º ordem					Esforços Cálculo	
	K_r	K_ϕ	$1/r_0$	$1/r$	$e_{2,y}$	$ M_{Ed,x}(3) $	$ M_{Ed,y}(2) $
0.218	1.0	1.8	0.0075	0.0134	10	14.09	0.00
0.218	1.0	1.6	0.0075	0.0120	10	19.27	0.00
0.218	1.0	1.0	0.0075	0.0077	10	0.00	0.00
0.218	1.0	1.0	0.0075	0.0078	10	18.50	0.00
0.218	1.0	1.0	0.0075	0.0076	10	0.00	0.00
0.218	1.0	1.0	0.0075	0.0076	10	22.14	0.00
0.218	1.0	1.8	0.0075	0.0134	10	13.28	0.00
0.218	1.0	1.5	0.0075	0.0116	10	0.0383	0.00
0.218	1.0	1.3	0.0075	0.0096	10	0.0317	0.00
0.218	1.0	1.8	0.0075	0.0137	10	0.0453	0.00
0.218	1.0	1.1	0.0075	0.0083	10	0.0275	0.00
0.218	1.0	1.2	0.0075	0.0091	10	0.0300	0.00

Tabela A.8: Dimensionamento de pilares - Parte 5

$A_{s,min}(cm^2)$	$A_{s,m\acute{a}x}(cm^2)$	ω_x	ω_y	Armadura Longitudinal						$A_{s,adopt,x}$ A_s	$A_{s,adopt,y}$ A_s	$A_{s,adopt,total}(cm^2)$
				$A_{s,x}(cm^2)$	$A_{s,y}(cm^2)$	$A_{s,adopt,canto}$ A_s	$A_{s,adopt,x}$ A_s	$A_{s,adopt,y}$ A_s	$A_{s,adopt,total}(cm^2)$			
21.00	84.00	0.054 0.197	0.301 0.073	5.207 19.020	29.071 7.059	8 ϕ 25	39.27	6 ϕ 20	18.85	4 ϕ 25	19.64	77.76
21.00	84.00	0.129 0.070	0.002 0.039	12.469 6.771	0.225 3.760	8 ϕ 20	25.14	4 ϕ 20	12.57	4 ϕ 25	19.64	57.34

Tabela A.9: Dimensionamento de pilares - Parte 6

Verificação Flexão Desviada									
ω_{xreal}	ω_{yreal}	μ_x	μ_y	$M_{Rd,x}$	$M_{Rd,y}$	$N_{Rd,m\acute{a}x}$	Verificação		
0.60	0.20	0.218	0.115	274.63	337.36	7582.56	Ok!		
0.60	0.20	0.231	0.128	291.48	376.69	7582.56	Ok!		
0.60	0.20	0.195	0.092	246.21	271.05	7582.56	Ok!		
0.60	0.20	0.238	0.135	300.03	396.63	7582.56	Ok!		
0.20	0.61	0.061	0.256	77.22	753.68	7582.56	Ok!		
0.20	0.61	0.116	0.311	145.96	914.08	7582.56	Ok!		
0.39	0.20	0.150	0.113	189.12	332.68	6694.29	Ok!		
0.39	0.20	0.163	0.126	205.47	370.82	6694.29	Ok!		
0.39	0.20	0.127	0.090	160.48	265.85	6694.29	Ok!		
0.39	0.20	0.170	0.133	214.75	392.47	6694.29	Ok!		
0.13	0.46	0.040	0.193	50.04	568.37	6694.29	Ok!		
0.13	0.46	0.094	0.248	118.54	729.28	6694.29	Ok!		

Tabela A.10: Dimensionamento de pilares - Parte 7

Armadura de Esforço Transverso									
$ V_2 (\text{kN})$	$ V_3 (\text{kN})$	A_{sw}/s_x	A_{sw}/s_y	$A_{sw}/s_{m\acute{a}x}$	$A_{sw}/s_{m\acute{a}x,2r}$	A_{sw}/s_{adopt}	A_{sw}/s_{adopt}	$A_{sw}/s_{adopt}(\text{cm}^2)$	Verif. Esmag.
6.99	2.95	0.208	0.158	8.934	4.467	$\phi 8//0.10$		5.03	Ok!
11.32	4.77	0.337	0.255						
40.38	34.12	2.409	0.912						
53.67	40.04	2.826	1.211						
7.51	120.64	8.517	0.169						
20.79	126.55	8.934	0.469						
6.99	2.95	0.208	0.158	8.934	4.467	$\phi 8//0.10$		5.03	Ok!
11.32	4.77	0.337	0.255						
40.38	34.12	2.409	0.912						
53.67	40.04	2.826	1.211						
7.51	120.64	8.517	0.169						
20.79	126.55	8.934	0.469						

Anexo B

Resultados da verificação de condições de ductilidade global

Tabela B.1: Condições de ductilidade global em pórticos na direção x

	Nó ^a	MB				Nó ^a	MA			
		ΣM_{Rc} ^b	ΣM_{Rb} ^c				ΣM_{Rc} ^b	ΣM_{Rb} ^c		
P1,P4, P9 e P12	Nó 1 x	322.39	178.95	1.80	Ok!	Nó 1 x	-	-	-	-
	Nó 2 x	321.34	212.85	1.51	Ok!	Nó 2 x	-	-	-	-
	Nó 3 x	318.52	178.95	1.78	Ok!	Nó 3 x	-	-	-	-
	Nó 4 x	156.83	109.63	-	-	Nó 4 x	-	-	-	-
P2, P3, P10 e P11	Nó 1 x	699.93	355.97	1.97	Ok!	Nó 1 x	654.21	427.17	1.53	Ok!
	Nó 2 x	802.11	355.97	2.25	Ok!	Nó 2 x	609.72	440.88	1.38	Ok!
	Nó 3 x	739.43	273.45	2.70	Ok!	Nó 3 x	561.96	390.59	1.44	Ok!
	Nó 4 x	511.39	217.74	-	-	Nó 4 x	265.41	239.86	-	-
P5 e P8	Nó 1 x	543.12	212.85	2.55	Ok!	Nó 1 x	-	-	-	-
	Nó 2 x	526.06	212.85	2.47	Ok!	Nó 2 x	-	-	-	-
	Nó 3 x	346.56	178.95	1.94	Ok!	Nó 3 x	-	-	-	-
	Nó 4 x	86.67	113.90	-	-	Nó 4 x	-	-	-	-
P6 e P7	Nó 1 x	1258.27	409.12	3.08	Ok!	Nó 1 x	807.80	453.48	1.78	Ok!
	Nó 2 x	1254.99	409.12	3.07	Ok!	Nó 2 x	712.60	453.48	1.57	Ok!
	Nó 3 x	822.25	326.75	2.52	Ok!	Nó 3 x	604.87	375.83	1.61	Ok!
	Nó 4 x	539.98	253.57	-	-	Nó 4 x	270.84	287.47	-	-

^a Nomenclatura do nó. Exemplo: Nó 1 x - nó superior do pilar do piso 1 num pórtico em x

^b Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó

^c Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó

Anexo B. Resultados da verificação de condições de ductilidade global

Tabela B.2: Condições de ductilidade global em pórticos na direção y

	Nó ^a	MB				Nó ^a	MA			
		ΣM_{Rc}^b	ΣM_{Rb}^c				ΣM_{Rc}^b	ΣM_{Rb}^c		
P1, P4, P9 e P12	Nó 1 y	734.13	158.18	4.64	Ok!	Nó 1 y	330.98	191.89	1.72	Ok!
	Nó 2 y	653.94	191.89	3.41	Ok!	Nó 2 y	298.48	220.87	1.35	Ok!
	Nó 3 y	729.05	158.18	4.61	Ok!	Nó 3 y	309.53	191.89	1.61	Ok!
	Nó 4 y	361.35	108.13	-	-	Nó 4 y	155.08	158.18	-	-
P2, P3, P10 e P11	Nó 1 y	484.20	134.12	3.61	Ok!	Nó 1 y	-	-	-	-
	Nó 2 y	466.20	158.18	2.95	Ok!	Nó 2 y	-	-	-	-
	Nó 3 y	447.06	134.12	3.33	Ok!	Nó 3 y	-	-	-	-
	Nó 4 y	217.20	83.39	-	-	Nó 4 y	-	-	-	-
P5 e P8	Nó 1 y	1144.91	292.30	3.92	Ok!	Nó 1 y	587.25	350.07	1.68	Ok!
	Nó 2 y	1200.39	350.07	3.43	Ok!	Nó 2 y	532.92	412.76	1.30	Ok!
	Nó 3 y	1079.63	269.28	4.01	Ok!	Nó 3 y	476.22	350.07	1.36	Ok!
	Nó 4 y	521.34	180.21	-	-	Nó 4 y	220.95	269.28	-	-
P6 e P7	Nó 1 y	533.18	220.68	2.42	Ok!	Nó 1 y	-	-	-	-
	Nó 2 y	489.91	266.31	1.84	Ok!	Nó 2 y	-	-	-	-
	Nó 3 y	441.64	220.68	2.00	Ok!	Nó 3 y	-	-	-	-
	Nó 4 y	207.02	131.98	-	-	Nó 4 y	-	-	-	-

^a Nomenclatura do nó. Exemplo: Nó 1 x - nó superior do pilar do piso 1 num pórtico em x

^b Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó

^c Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó

Anexo C

Caracterização das rótulas plásticas

No presente anexo são expostas as características das rótulas plásticas introduzidas no programa de cálculo automático *SAP2000* [1] - Tabelas C.2, C.3, C.5 e C.6.

De forma a não tornar as tabelas excessivamente extensas apresenta-se apenas um ou dois valores por rótula (para pilares e vigas respetivamente) sendo que os restantes são função deste.

Como se pode observar pelas Figuras C.1 e C.2 (para pilares e vigas respetivamente), as rótulas plásticas são definidas por 9 pontos, de -E a E. Estes relacionam-se entre si de acordo com o exposto nas Tabelas C.1 e C.4 (para pilares e vigas respetivamente).

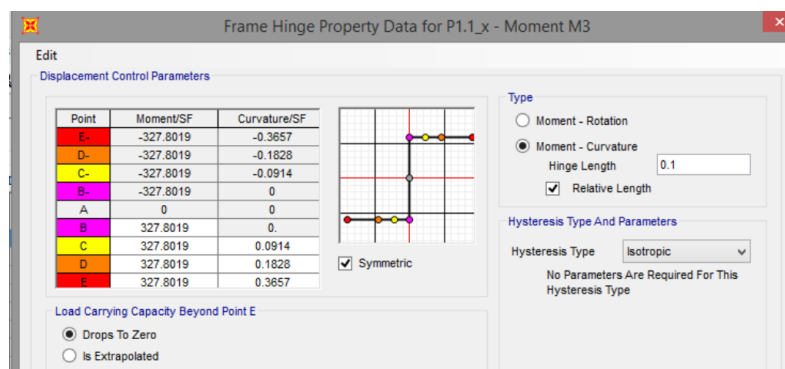


Figura C.1: Características de rótula de pilar

Tabela C.1: Relação entre pontos das rótulas plásticas dos pilares (função de M_E e ϕ_E)

	Point	Moment/SF	Curvature/SF
P1-1.f _x	-E	$-M_E$	$-\phi_E$
	-D	$-M_E$	$-\phi_E/2$
	-C	$-M_E$	$-\phi_E/4$
	-B	$-M_E$	0
	A	0	0
	B	M_E	0
	C	M_E	$\phi_E/4$
	D	M_E	$\phi_E/2$
	E	M_E	ϕ_E

Anexo C. Caracterização das rótulas plásticas

Tabela C.2: Característica das rótulas plásticas dos pilares - MB

Rótula		Moment/SF	Curvature/SF	Rótula		Moment/SF	Curvature/SF
P1-1.i _x	E	389.37	0.3390	P1-1.i _y	E	1152.88	0.1686
P1-1.f _x	E	327.80	0.3657	P1-1.f _y	E	954.93	0.1670
P1-2.i _x	E	325.34	0.3792	P1-2.i _y	E	944.06	0.1668
P1-2.f _x	E	304.36	0.4286	P1-2.f _y	E	839.45	0.1665
P1-3.i _x	E	305.08	0.3361	P1-3.i _y	E	830.01	0.1205
P1-3.f _x	E	302.99	0.3401	P1-3.f _y	E	827.09	0.1209
P1-4.i _x	E	298.90	0.3540	P1-4.i _y	E	821.46	0.1224
P1-4.f _x	E	298.10	0.3582	P1-4.f _y	E	818.19	0.1228
P2-1.i _x	E	1016.18	0.1871	P2-1.i _y	E	350.89	0.4712
P2-1.f _x	E	816.46	0.1869	P2-1.f _y	E	289.12	0.4880
P2-2.i _x	E	811.19	0.1680	P2-2.i _y	E	284.62	0.4742
P2-2.f _x	E	779.48	0.1676	P2-2.f _y	E	284.33	0.4727
P2-3.i _x	E	793.77	0.1513	P2-3.i _y	E	277.70	0.4311
P2-3.f _x	E	792.85	0.1510	P2-3.f _y	E	277.41	0.4301
P2-4.i _x	E	773.91	0.1488	P2-4.i _y	E	269.47	0.4232
P2-4.f _x	E	771.38	0.1484	P2-4.f _y	E	269.18	0.4221
P5-1.i _x	E	388.82	0.4819	P5-1.i _y	E	1172.17	0.1694
P5-1.f _x	E	388.86	0.4288	P5-1.f _y	E	1168.84	0.1694
P5-2.i _x	E	386.39	0.4322	P5-2.i _y	E	1155.79	0.1690
P5-2.f _x	E	385.18	0.4328	P5-2.f _y	E	1153.59	0.1689
P5-3.i _x	E	377.76	0.4315	P5-3.i _y	E	1132.51	0.1689
P5-3.f _x	E	372.56	0.4629	P5-3.f _y	E	1028.98	0.1664
P5-4.i _x	E	366.91	0.4226	P5-4.i _y	E	1019.18	0.1660
P5-4.f _x	E	366.28	0.4370	P5-4.f _y	E	1015.80	0.1659
P6-1.i _x	E	910.86	0.1843	P6-1.i _y	E	329.15	0.4272
P6-1.f _x	E	830.37	0.1846	P6-1.f _y	E	280.45	0.4288
P6-2.i _x	E	814.75	0.1682	P6-2.i _y	E	274.06	0.4415
P6-2.f _x	E	811.10	0.1678	P6-2.f _y	E	273.12	0.4431
P6-3.i _x	E	777.28	0.1511	P6-3.i _y	E	262.55	0.4698
P6-3.f _x	E	776.32	0.1507	P6-3.f _y	E	262.14	0.4771
P6-4.i _x	E	739.40	0.1419	P6-4.i _y	E	254.85	0.4543
P6-4.f _x	E	737.33	0.1366	P6-4.f _y	E	252.81	0.4226

Tabela C.3: Característica das rótulas plásticas dos pilares - MA

Rótula		Moment/SF	Curvature/SF	Rótula		Moment/SF	Curvature/SF
P1-1.i _x	E	250.56	0.4155	P1-1.i _y	E	714.06	0.1371
P1-1.f _x	E	188.50	0.4120	P1-1.f _y	E	535.32	0.1361
P1-2.i _x	E	184.54	0.4108	P1-2.i _y	E	524.44	0.1392
P1-2.f _x	E	180.92	0.4104	P1-2.f _y	E	519.16	0.1352
P1-3.i _x	E	178.77	0.4092	P1-3.i _y	E	507.41	0.1344
P1-3.f _x	E	177.16	0.4089	P1-3.f _y	E	501.41	0.1342
P1-4.i _x	E	173.74	0.4080	P1-4.i _y	E	488.67	0.1334
P1-4.f _x	E	172.54	0.4077	P1-4.f _y	E	484.85	0.1331
P2-1.i _x	E	676.89	0.1508	P2-1.i _y	E	251.25	0.4169
P2-1.f _x	E	508.67	1.0000	P2-1.f _y	E	189.96	0.4125
P2-2.i _x	E	486.68	0.1470	P2-2.i _y	E	181.75	0.4099
P2-2.f _x	E	482.50	0.1466	P2-2.f _y	E	180.20	0.4095
P2-3.i _x	E	479.50	0.1358	P2-3.i _y	E	171.84	0.4076
P2-3.f _x	E	455.87	0.1356	P2-3.f _y	E	170.53	0.4074
P2-4.i _x	E	44.77	0.1340	P2-4.i _y	E	159.24	0.4055
P2-4.f _x	E	445.08	0.1338	P2-4.f _y	E	158.43	0.4052
P5-1.i _x	E	276.26	0.4255	P5-1.i _y	E	725.42	1.0000
P5-1.f _x	E	215.60	0.4210	P5-1.f _y	E	585.65	0.1649
P5-2.i _x	E	207.03	0.4174	P5-2.i _y	E	547.34	0.1495
P5-2.f _x	E	206.31	0.4172	P5-2.f _y	E	569.69	0.1491
P5-3.i _x	E	197.60	0.4157	P5-3.i _y	E	551.48	0.1472
P5-3.f _x	E	196.90	0.4155	P5-3.f _y	E	548.56	0.1469
P5-4.i _x	E	188.45	0.4141	P5-4.i _y	E	529.85	0.1361
P5-4.f _x	E	187.84	0.4138	P5-4.f _y	E	526.93	0.1360
P6-1.i _x	E	700.97	0.1863	P6-1.i _y	E	265.67	0.4639
P6-1.f _x	E	524.36	0.1864	P6-1.f _y	E	205.25	0.4581
P6-2.i _x	E	509.70	0.1663	P6-2.i _y	E	192.78	0.4136
P6-2.f _x	E	508.54	0.1657	P6-2.f _y	E	191.13	0.4126
P6-3.i _x	E	480.46	0.1471	P6-3.i _y	E	169.87	0.4084
P6-3.f _x	E	475.24	0.1467	P6-3.f _y	E	174.14	0.4081
P6-4.i _x	E	434.54	0.1346	P6-4.i _y	E	156.34	0.4048
P6-4.f _x	E	431.16	0.1343	P6-4.f _y	E	155.32	0.4045

Anexo C. Caracterização das rótulas plásticas

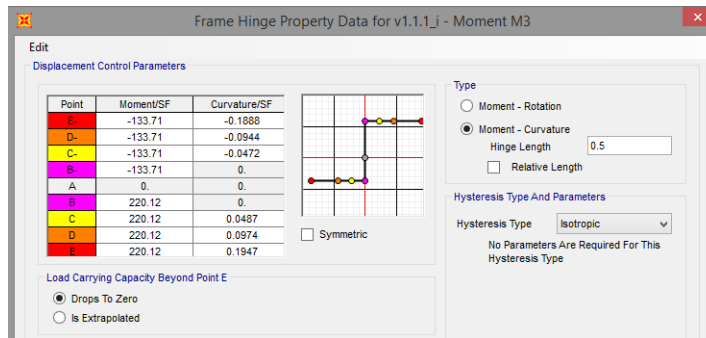
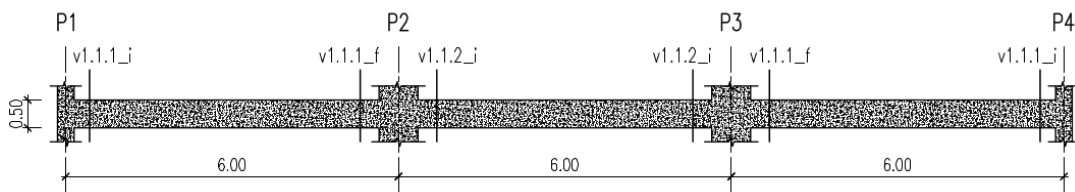


Figura C.2: Características das rótulas plásticas das vigas

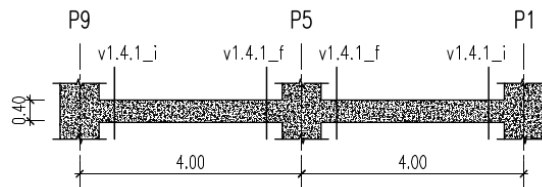
Tabela C.4: Relação entre pontos das rótulas plásticas das vigas (função de M_E , M_{-E} , ϕ_E e ϕ_{-E})

	Point	Moment/SF	Curvature/SF
V1.1.1_i	-E	M_{-E}	ϕ_{-E}
	-D	M_{-E}	$\phi_{-E}/2$
	-C	M_{-E}	$\phi_{-E}/4$
	-B	M_{-E}	0
	A	0	0
	B	M_E	0
	C	M_E	$\phi_E/4$
	D	M_E	$\phi_E/2$
	E	M_E	ϕ_E

É apresentado na Figura C.3 o posicionamento das rótulas plásticas nas vigas. De notar que é ilustrado na Figura C.3a o posicionamento das rótulas na viga V1 (tendo as vigas V2 e V3 a mesma localização) e na Figura C.3b o posicionamento das rótulas na viga V4 (tendo as vigas V4, V5, V6 e V7 a mesma localização)



(a) Secções da viga 1. (Secções das vigas 2 e 3 com a mesma nomenclatura)



(b) Secções da viga 4. (Secções das vigas 5, 6 e 7 com a mesma nomenclatura)

Figura C.3: Nomenclatura das secções das vigas

Tabela C.5: Característica das rótulas plásticas das vigas - MB

Rótula ^a		Moment/SF	Curvature/SF		Moment/SF	Curvature/SF
V1.1.1_f	-E	-174.71	-0.1897	E	265.52	0.1960
V1.1.1_i	-E	-133.71	-0.1888	E	220.12	0.1947
V1.1.2_i	-E	-174.71	-0.1897	E	265.52	0.1960
V1.2.1_f	-E	-176.90	-0.1939	E	176.90	0.1939
V1.2.1_i	-E	-138.07	-0.1907	E	264.63	0.1994
V1.2.2_i	-E	-176.90	-0.1939	E	330.85	0.1566
V1.4.1_f	-E	-164.42	-0.2247	E	164.42	0.2247
V1.4.1_i	-E	-164.42	-0.2247	E	197.35	0.2138
V1.5.1_f	-E	-104.02	-0.2527	E	104.02	0.2527
V1.5.1_i	-E	-104.02	-0.2527	E	163.99	0.2203
V2.1.1_f	-E	-174.71	-0.1897	E	174.71	0.1897
V2.1.1_i	-E	-133.27	-0.1896	E	264.80	0.1988
V2.1.2_i	-E	-174.71	-0.1897	E	265.52	0.1960
V2.2.1_f	-E	-176.90	-0.1939	E	176.90	0.1939
V2.2.1_i	-E	-138.07	-0.1907	E	264.63	0.1994
V2.2.2_i	-E	-176.90	-0.1939	E	330.85	0.1566
V2.4.1_f	-E	-196.80	-0.2085	E	196.80	0.2085
V2.4.1_i	-E	-196.80	-0.2085	E	247.85	0.1959
V2.5.1_f	-E	-131.36	-0.2367	E	131.36	0.2367
V2.5.1_i	-E	-131.36	-0.2367	E	197.55	0.2141
V3.1.1_f	-E	-115.27	-0.1906	E	115.27	0.1906
V3.1.1_i	-E	-133.71	-0.1888	E	220.12	0.1947
V3.1.2_i	-E	-115.27	-0.1906	E	219.86	0.1943
V3.2.1_f	-E	-138.07	-0.1907	E	138.07	0.1907
V3.2.1_i	-E	-137.70	-0.1897	E	219.80	0.1952
V3.2.2_i	-E	-138.07	-0.1907	E	264.62	0.1994
V3.4.1_f	-E	-134.38	-0.2328	E	134.38	0.2328
V3.4.1_i	-E	-134.38	-0.2328	E	197.22	0.2070
V3.5.1_f	-E	-104.04	-0.2549	E	104.04	0.2549
V3.5.1_i	-E	-104.04	-0.2549	E	133.90	0.2314
V4.1.1_f	-E	-91.74	-0.1876	E	91.74	0.1876
V4.1.1_i	-E	-91.69	-0.1867	E	133.60	0.1838
V4.1.2_i	-E	-91.74	-0.1876	E	174.79	0.1936
V4.2.1_f	-E	-92.17	-0.1883	E	92.17	0.1883
V4.2.1_i	-E	-91.89	-0.1876	E	138.20	0.1928
V4.2.2_i	-E	-92.17	-0.1883	E	178.74	0.1938
V4.4.1_f	-E	-86.71	-0.2550	E	86.71	0.2550
V4.4.1_i	-E	-86.71	-0.2550	E	131.72	0.2589
V4.5.1_f	-E	-60.65	-0.2488	E	60.65	0.2488
V4.5.1_i	-E	-60.65	-0.2488	E	101.24	0.2558

^a Nomenclatura da rótula. Exemplo: V4.5.1_i - Rótula da viga 5 do piso 4, início do troço 1 (Figura C.3)

Anexo C. Caracterização das rótulas plásticas

Tabela C.6: Característica das rótulas plásticas das vigas - MA

Rótula ^a		Moment/SF	CurVature/SF		Moment/SF	CurVature/SF
V1.1.1_f	-E	-192.14	-0.1944	E	333.22	1.7748
V1.1.1_i	-E	-91.89	-0.1876	E	138.25	0.1929
V1.1.2_i	-E	-192.14	-0.1944	E	333.22	1.7748
V1.2.1_f	-E	-177.13	-0.1942	E	177.13	0.1942
V1.2.1_i	-E	-137.74	-0.1889	E	137.74	0.1889
V1.2.2_i	-E	-177.13	-0.1942	E	389.35	0.1147
V1.4.1_f	-E	-196.80	-0.2085	E	196.80	0.2085
V1.4.1_i	-E	-196.80	-0.2085	E	247.85	0.1959
V1.5.1_f	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V1.5.1_i	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V2.1.1_f	-E	-176.90	-0.1939	E	176.90	0.1939
V2.1.1_i	-E	-91.89	-0.1876	E	138.25	0.1929
V2.1.2_i	-E	-176.90	-0.1939	E	330.84	0.1612
V2.2.1_f	-E	-177.13	-0.1942	E	177.13	0.1942
V2.2.1_i	-E	-137.74	-0.1889	E	137.74	0.1889
V2.2.2_i	-E	-177.13	-0.1942	E	389.35	0.1147
V2.4.1_f	-E	-247.43	-0.1924	E	247.43	0.1924
V2.4.1_i	-E	-247.43	-0.1924	E	297.10	0.1808
V2.5.1_f	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V2.5.1_i	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V3.1.1_f	-E	-176.54	-0.1944	E	176.54	0.1944
V3.1.1_i	-E	-91.89	-0.1876	E	138.25	0.1929
V3.1.2_i	-E	-176.54	-0.1944	E	305.74	0.1894
V3.2.1_f	-E	-137.86	-0.1918	E	137.86	0.1918
V3.2.1_i	-E	-137.74	-0.1889	E	137.74	0.1889
V3.2.2_i	-E	-137.86	-0.1918	E	326.36	0.1359
V3.4.1_f	-E	-196.80	-0.2085	E	196.80	0.2085
V3.4.1_i	-E	-196.80	-0.2085	E	247.85	0.1959
V3.5.1_f	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V3.5.1_i	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V4.1.1_f	-E	-92.14	-0.1888	E	92.14	0.1888
V4.1.1_i	-E	-91.74	-0.1833	E	91.74	0.1833
V4.1.2_i	-E	-92.14	-0.1888	E	202.01	0.1951
V4.2.1_f	-E	-91.80	-0.1896	E	91.80	0.1896
V4.2.1_i	-E	-91.74	-0.1888	E	91.74	0.1888
V4.2.2_i	-E	-91.80	-0.1896	E	260.57	0.1595
V4.4.1_f	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V4.4.1_i	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V4.5.1_f	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456
V4.5.1_i	-E	-69.84	-0.2456	E	69.84	0.2456

^a Nomenclatura da rótula. Exemplo: V4.5.1_i - Rótula da viga 5 do piso 4, início do troço 1 (Figura C.3)

Anexo D

Determinação do deslocamento-alvo da análise *pushover*

No presente anexo são apresentadas as tabelas desenvolvidas para a determinação do deslocamento-alvo da análise *pushover*.

Nas Tabelas D.1 e D.3 apresentam-se, por piso, as massas m_i , os deslocamentos numa fase elástica da estrutura $\Phi_{i,real}$ e os deslocamentos normalizados $\Phi_{i,norm}$. Nas Tabelas D.2 e D.4, são dispostos os valores dos cálculos intermédios para a obtenção dos deslocamentos-alvo.

Anexo D. Determinação do deslocamento-alvo da análise *pushover*

Tabela D.1: Determinação das forças laterais normalizadas para o MB

Piso	m_i (ton)	x_{accel}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0024	0.2368
2	117.41	0.0058	0.5794
3	117.41	0.0084	0.8442
4	101.06	0.0100	1.0000

Piso	m_i (ton)	x_{mode}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0020	0.2036
2	117.41	0.0053	0.5345
3	117.41	0.0082	0.8195
4	101.06	0.0100	1.0000

Piso	m_i (ton)	y_{accel}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0039	0.2099
2	117.41	0.0100	0.5424
3	117.41	0.0151	0.8185
4	101.06	0.0184	1.0000

Piso	m_i (ton)	y_{mode}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0036	0.1808
2	117.41	0.0100	0.4999
3	117.41	0.0159	0.7933
4	101.06	0.0200	1.0000

Tabela D.2: Determinação do deslocamento-alvo - MB

	MB			
	x_{accel}	x_{mode}	y_{accel}	y_{mode}
m^* (ton)	296.00	283.94	285.48	274.13
Γ	1.2829	1.3006	1.3011	1.3171
F_A^* (kN)	2427.94	1930.97	2048.16	1609.48
d_m^* (m)	0.1510	0.1802	0.1722	0.2181
d_y^* (m)	0.0879	0.0953	0.0882	0.1059
T^* (s)	0.6505	0.7439	0.6966	0.8437
$S_e(T^*)$ (m/s ²)	7.49	6.55	7.00	5.78
d_{et}^* (m)	0.0803	0.0919	0.0860	0.1042
q_u	-	-	0.9755	-
d_t^* (m)	0.0803	0.0919	0.0860	0.1042
$1.5 \cdot d_t^*$ (m)	0.1205	0.1378	0.1290	0.1563
d_t (m)	0.1031	0.1195	0.1119	0.1372
$1.5 \cdot d_t$ (m)	0.1546	0.1792	0.1679	0.2058

Anexo D. Determinação do deslocamento-alvo da análise *pushover*

Tabela D.3: Determinação das forças laterais normalizadas para o MA

Piso	m_i (ton)	x_{accel}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0024	0.2368
2	117.41	0.0058	0.5794
3	117.41	0.0084	0.8442
4	101.06	0.0100	1.0000

Piso	m_i (ton)	x_{mode}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0024	0.2368
2	117.41	0.0058	0.5794
3	117.41	0.0084	0.8442
4	101.06	0.0100	1.0000

Piso	m_i (ton)	y_{accel}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0039	0.2099
2	117.41	0.0100	0.5424
3	117.41	0.0151	0.8185
4	101.06	0.0184	1.0000

Piso	m_i (ton)	y_{mode}	
		$\Phi_{i,\text{real}}$ (m)	$\Phi_{i,\text{norm}}$
0	0.00	0.0000	0.0000
1	117.41	0.0036	0.1808
2	117.41	0.0100	0.4999
3	117.41	0.0159	0.7933
4	101.06	0.0200	1.0000

Tabela D.4: Determinação do deslocamento-alvo - MA

	MB			
	x_{accel}	x_{mode}	y_{accel}	y_{mode}
m^* (ton)	296.00	283.94	285.58	274.23
Γ	1.2829	1.3006	1.3009	1.3169
F_A^* (kN)	2027.23	1609.97	1565.31	1230.68
d_m^* (m)	0.2257	0.1752	0.1030	0.1316
d_y^* (m)	0.0761	0.0770	0.0609	0.0693
T^* (s)	0.6622	0.7321	0.6623	0.7809
$S_e(T^*)$ (m/s ²)	7.36	6.66	7.36	6.24
d_{et}^* (m)	0.0818	0.0904	0.0818	0.0964
q_u	-	-	-	-
d_t^* (m)	0.0818	0.0904	0.0818	0.0964
$1.5 \cdot d_t^*$ (m)	0.1227	0.1356	0.1227	0.1447
d_t (m)	0.1049	0.1176	0.1064	0.1270
$1.5 \cdot d_t$ (m)	0.1574	0.1764	0.1596	0.1905